MANUAL CENTROAMERICANO DE LINEAMIENTOS

PARA LA PLANIFICACIÓN Y DISEÑO DE PUENTES Y OBRAS DE PASO CON ENFOQUE DE ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO Y GESTIÓN DE RIESGO

PRIMERA EDICIÓN 2021










Puente Cangrejera, El Salvador

DACGER

Esta versión fue realizada con el apoyo de la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER) del Ministerio de Obras Públicas y de Transporte (MOPT)

Primera Edición
El Salvador, C.A., 2021

PRESENTACIÓN

El Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica, COMITRAN, ha priorizado dentro de las áreas estratégicas que aborda a nivel regional, la reducción de la vulnerabilidad de su infraestructura, con la inclusión de las variables de adaptación al cambio climático y gestión del riesgo. Cabe mencionar que los fenómenos hidrometeorológicos, sísmicos y volcánicos, son los más recurrentes en Centroamérica. Como un ejemplo en particular, en las primeras semanas de noviembre de 2020, los huracanes Eta e Iota azotaron la región con un poder devastador en todo su litoral atlántico.

Desde el año 2016, el COMITRAN y la SIECA iniciaron un trabajo conjunto con la Agencia de Cooperación Internacional del Japón -JICA-, a fin de desarrollar normativas que vinculen estas variables de gestión de riesgo y cambio climático en el diseño, en la planificación de proyectos viales, ayudando a reducir la vulnerabilidad de la región y mejorar su resiliencia ante los fenómenos naturales que se presentan año con año.

Asimismo, brindando apoyo técnico en la construcción de esta normativa, la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER) del Ministerio de Obras Públicas y de Transporte de El Salvador, fue designada por el COMITRAN, para trabajar conjuntamente con expertos de los Ministerios de Transporte y el apoyo de especialistas japoneses del Proyecto GENSAI II, con el fin de asegurar la calidad de este instrumento regional y que los países se apropien del mismo dentro de sus oficinas gubernamentales y privadas.

En el año 2019, el COMITRAN aprobó el “Manual de Consideraciones Geotécnicas y Sísmicas, con Enfoque de Gestión de Riesgo para la Infraestructura Vial Centroamericana. Tema: Taludes” en el cual se introdujo en el tema geotécnico como un elemento altamente expuesto a los fenómenos naturales y que eleva la vulnerabilidad en la infraestructura vial, por lo cual se hizo necesario, además, continuar los procesos incrementando las variables de cambio climático y reducción de riesgo a desastres en temas vinculantes, originando trabajar en esta área, enfocando el esfuerzo hacia los puentes y obras de paso.

Por lo anterior y con el afán de apoyar a la reducción de la vulnerabilidad de la infraestructura vial de la región, es un gusto poder presentar el “Manual Centroamericano de lineamientos para la planificación y diseño de puentes y obras de paso, con enfoque de adaptación al cambio climático y gestión de riesgo”, Edición 2021. Este documento puede ser normado por los respectivos Ministerios de Transporte para su aplicación en el desarrollo de proyectos viales que demanden obras de paso en sus etapas de formulación, proporcionando criterios de alto nivel técnico para la toma de decisiones, utilizándose además como guía para los involucrados en este proceso.

Secretaría de Integración
Económica Centroamericana

MANUAL DE LINEAMIENTOS PARA LA PLANIFICACIÓN Y DISEÑO DE PUENTES Y OBRAS DE PASO, CON ENFOQUE DE ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO Y GESTIÓN DE RIESGO (Primera Edición, 2021)

Con la cooperación técnica y financiera de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón, JICA, a través del Proyecto GENSAI Fase II, se ejecutó el presente documento, en acompañamiento de la DACGER y la SIECA.

Dirección Facultativa	**Melvin Enrique Redondo** Secretario General, SIECA	
Coordinación por parte de SIECA	**Roberto Carlos Salazar Figueroa** Director de Transporte, Infraestructura y Logística **César Augusto Castillo Morales** Jefe Departamento de Movilidad y logística	
Contraparte MOPT El Salvador	**Edgar Romeo Rodríguez Herrera** Ministro de Obras Públicas y de Transporte **Brenda Hazel Elizabeth Sandoval** Directora DACGER-MOPT **Aleyda Margarita Montoya de Figueroa** Subdirectora de Geotecnia DACGER-MOPT **Deyman Vladimir Pastora Flores** Subdirector de Puentes DACGER-MOPT **Brenda Alexandra Calero Romero** Técnica DACGER-MOPT **Juan Carlos García Monrroy** Técnico DACGER-MOPT	
Coordinación por parte de JICA	**Mika Yamamoto** Jefe Representante, JICA **Tatsuya Saito** Asesor de Formulación de Proyectos **Dera Cortés** Oficial de Programa	
Cooperación Técnica Proyecto GENSAI FASE II	**Mikihiro Mori/ Kentaro Okuno/ Shinichi Nii/ Hideki Nishimura/ Tomoyuki Hayakawa**	
Responsable de la Consultoría	**Jaime Eduardo Contreras Lemus** **Walter Loza Rodríguez**	
Grupo Técnico Regional	Antonio Romero Castro	Costa Rica
	Ismael Murillo Jiménez	Costa Rica
	Brenda Alexandra Calero Romero	El Salvador

	Juan Carlos García Monrroy	El Salvador
	Víctor Vinicio Barrios Us	Guatemala
	Pedro Roberto Martinez Fuentes	Guatemala
	Hugo Fernando Martínez Silva	Honduras
	Hammerly José Argueta Murillo	Honduras
	Jerónimo Sánchez Mendoza	Nicaragua
	Maycol Rugama Idiaques	Nicaragua
	Porfirio Rangel Moreno	Panamá
	Manuel Esteban Rodríguez	Panamá

Edición y Diseño

Brenda Calero
Técnica DACGER-MOP
René Zúniga
Proyecto GENSAI II
Priscila Bernal
Proyecto GENSAI II

El Salvador, Octubre 2021

TABLA DE CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE TABLAS

ABREVIATURAS

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes).
AGIES: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
AID: Área de Influencia Directa.
AII: Área de Influencia Indirecta.
ASTM: American Society of Testing Materials (Asociación Americana de Ensayo de Materiales).
BCR: Benefit – Cost Ratio (Relación Costo - Beneficio).
NHC: National Hurricane Center (Centro Nacional de Huracanes de los Estados Unidos).
COMITRAN: Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica.
CONAVI: Consejo Nacional de Vialidad de Costa Rica.
CR GRACC: Comisión Regional de Gestión Preventiva del Riesgo y Adaptación al Cambio Climático.
DACGER: Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo de MOPT/El Salvador.
DGC: Dirección General de Caminos de Guatemala.
DGOA: Dirección General del Observatorio Ambiental de El Salvador.
EIA: Estudio de Impacto Ambiental.
ET: Especificaciones Técnicas.
FHWA: Federal Highway Administration (Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos).
GETRRGIVIC Grupo de Estudio Técnico para la Reducción de Riesgos de Geoamenazas en la Infraestructura vial Centroamericana.
GTR: Grupo Técnico Regional.
IGN: Instituto Geográfico Nacional de El Salvador.
INSEP: Secretaria de Infraestructura y Servicios Públicos de Honduras.
INSIVUMEH: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología de Guatemala.
JICA: Japan International Cooperation Agency (Agencia de Cooperación Internacional del Japón).
LIDAR: Light detection and ranging o laser imaging detection and ranging (Determinación de distancia mediante laser).
MARN: Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales de El Salvador.
MEGA: Manual de Evaluación y Gestión Ambiental de Obras Viales (Segunda Versión).
MIAMBIENTE: Ministerio de Ambiente de Panamá.
MINAE: Ministerio de Ambiente y Energía de Costa Rica.
MOPT: Ministerio de Obras Públicas y Transportes de Costa Rica.
MOPT: Ministerio de Obras Públicas y de Transporte de El Salvador.

MTI: Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua.
NCDC: Centro Nacional de Datos Climáticos, Departamento de Comercio de los Estados Unidos
NHC: Centro Nacional de Huracanes de los Estados Unidos.
NOAA: National Oceanic and Atmospheric Administration (Administración Nacional Oceánica y Atmosférica de Los Estados Unidos de América).
VPN: Valor Presente Neto.
OCHA: Office for the Coordination of Humanitarian Affairs (Oficina de Coordinación de Asuntos Humanitarios, de las Naciones Unidad).
OMM: Organización Meteorológica Mundial.
ONG: Organización No Gubernamental.
PGA: Peak Ground Acceleration (Aceleración máxima del terreno).
RESIS II: Proyecto de Reducción del Riesgo Sísmico.
SAP: Sistema de Administración de Puentes.
SERNA: Secretaria de Recursos Naturales y Ambiente de Honduras.
SIECA: Secretaría de Integración Económica Centroamericana.
SNET: Servicio Nacional de Estudios Territoriales de El Salvador.
SPT: Standard Penetration Test (Ensayo de Penetración Estándar).
TDR: Términos de Referencia.
USACE: United States Army Corps of Engineers (Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos de América).
USGS: United States Geological Survey (Servicio Geológico de los Estados Unidos de América).
WDOT: Washington Department of Transportation (Departamento de Transporte de Washington).


Puente Colón - Panamá
CAPÍTULO 1
ASPECTOS
GENERALES

El **"Manual Centroamericano de Lineamientos para la Planificación y Diseño de Puentes y Obras de Paso, con enfoque de Adaptación al Cambio Climático y Gestión de Riesgo"** ha sido elaborado con el propósito de poner a disposición de los países de la Región Centroamericana un documento técnico que unifique criterios que deban ser considerados en la etapa de planificación y diseño de la infraestructura vial, generando aportes para el adecuado diseño de puentes y otras obras de paso, tomando en consideración información proveniente de los diferentes países del istmo, dejando como resultado un documento técnico que parte de la situación actual de los mismos.

Para el desarrollo del manual fue necesario recopilar, revisar y analizar los antecedentes y documentación disponible en los ministerios de transporte de Guatemala, El Salvador, Honduras, Nicaragua, Costa Rica y Panamá, así como contar con el trabajo realizado por la DACGER, en el marco del "Proyecto para Desarrollo de Capacidades de la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER) para el Reforzamiento de la Infraestructura Pública, Fase II" conocido como Proyecto GENSAI II. Además, se recopiló información sobre las metodologías usadas, manuales, reglamentos, normativas o leyes que se utilizan, relacionada en esta temática, ya sean propias de cada país de la región o que se tomen de referencia de otro lugar fuera de Centroamérica.

El aporte del presente manual es relevante para la infraestructura vial en el componente de puentes y otras obras de paso, que son una base esencial para las economías nacionales y regionales, ya que con su implementación se mejora la logística y el flujo de tránsito del transporte, generando diversos beneficios económicos y sociales significativos para los productores y consumidores, a quienes se les proporciona la oportunidad de comprar productos en mayor cantidad y calidad, fomentando el crecimiento del sector productivo. Socialmente, la infraestructura vial proporciona conectividad a los mercados, escuelas, hospitales y atención de emergencias, lugares de esparcimiento y otras comodidades.

Por otra parte, el enfoque hacia el cambio climático resalta la necesidad de sus en la planificación y diseño de puentes, debido a que es evidente que en los últimos años se ha incrementado la frecuencia e intensidad de los eventos hidrometeorológicos extremos y la región Centroamericana no es la excepción, en experimentar dichos cambios, sin embargo, la gravedad de los impactos dependerá de la vulnerabilidad específica que presente cada país ante los eventos extremos. Las proyecciones climáticas muestran efectos en el incremento de la temperatura y la disminución en las precipitaciones, también se evidencia un aumento en la frecuencia de eventos como sequías e inundaciones fluviales y costeras. Todos estos cambios repercuten en las actividades productivas de la región e inciden en los servicios que presta la infraestructura de puentes y obras de paso, generando amenazas por el exceso de agua en periodos cortos y por las afectaciones en las costas producto del aumento incremento en de la altura del oleaje.

La gestión del riesgo de las geoamenazas en la infraestructura vial, en el caso de puentes y otras obras de paso, busca fomentar una planificación adecuada evitando sobrecostos, demoras en la construcción, costosas operaciones y mantenimiento innecesarios o no adecuados. También se colabora a la gestión de los impactos sociales y ambientales

negativos de las nuevas instalaciones y a planificar las nuevas funciones de la obra en coordinación con los objetivos de mitigación locales. Por tanto, la gestión de riesgos implica identificar y priorizar la idoneidad de los sitios para el emplazamiento de la infraestructura vial y para planificar la ejecución de medidas, en función de su prioridad utilizando índices de factibilidad indicativos, como por ejemplo los indicadores económicos de relación beneficio-costo (BCR) o valor presente neto (NPV).

Este manual es un documento de consulta que ofrece las herramientas necesarias a las autoridades, consultores, constructores, académicos y profesionales de la ingeniería vial, para el uso correcto de los diferentes dispositivos, en la regulación de las etapas de planificación y diseño de los proyectos de puentes y otras obras de paso, en la Región Centroamericana, poniendo así a disposición de sus países un documento técnico que unifique criterios a nivel regional. Por ejemplo, en general, no se puede obtener un adecuado costo-beneficio si se incorpora en la planificación medidas que no permitan daños menores a los impactos hidráulicos y sísmicos que ocurren poco frecuentes y que no presentan alta intensidad de ocurrencia. En este caso, se recomienda mejorar la eficiencia de la inversión en la reducción de riesgos teniendo en cuenta lo siguiente:

1) El nivel de las medidas para evitar daños graves, como puentes colapsados, permite algunos daños menores.
2) Considerar estructuras que tomen en consideración la prontitud de la recuperación funcional después de un desastre.

Este documento puede ser normado por los respectivos Ministerios para su aplicación en el desarrollo de los proyectos viales que demanden obras de paso en cada una de sus etapas de formulación, y se podrá usar como material de consulta y guía para los involucrados en este proceso. Los lineamientos de cada país prevalecen sobre el presente manual, pero se espera que se aproveche su contenido como material de referencia para las consideraciones de diseño en la región. En este sentido, los objetivos de reducción de riesgos establecidos y los aspectos de período de retorno, el grado de seguridad contra riesgos de inundaciones y el nivel de resistencia sísmica podría optimizarse mediante análisis de costo-beneficio de cada obra a ejecutar con una inversión eficiente en la reducción de riesgos. Por tanto, este documento proporciona a las autoridades responsables del desarrollo vial, una propuesta de criterios normativos referentes a la forma de utilizar los diferentes dispositivos para la ejecución de las obras, y las recomendaciones que brinda no deben influir sobre el juicio profesional, sino que deben emplearse como información de referencia, justificando de manera conveniente todas las modificaciones que sean introducidas en cada proyecto específico.

1.1 Antecedentes

Con el financiamiento y apoyo técnico de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA) y las gestiones y esfuerzos del Ministerio de Obras Públicas y Transporte (MOPT) de El Salvador, se ejecuta el Proyecto GENSAI II, cuyo resultado esperado establece que: “Se comparten a nivel nacional y a otros países los resultados del Proyecto en cuanto a diagnóstico de riesgos de desastre y de proyectos de reducción de riesgo de

desastre en carreteras", y cuyo propósito es brindar apoyo técnico con la iniciativa regional, utilizando los insumos elaborados a la fecha.

Entre los insumos ejecutados se destacan el "Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica" y el "Manual de Consideraciones Geotécnicas y Sísmicas con enfoque de gestión de riesgos para la infraestructura vial centroamericana", elaborados en los años 2015 y 2019 respectivamente.

Como resultado de lo anterior se consideró necesario poner en marcha la elaboración del presente manual, en coordinación con la Comisión Regional de Gestión del Riesgo y Adaptación al Cambio Climático de Centroamérica (CR-GRACC), instancia técnica del Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica (COMITRAN), bajo el liderazgo del Ministerio de Obras Públicas y de Transporte de El Salvador (MOPT-ES), con el apoyo de la Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA) y con el acompañamiento técnico y financiero de JICA.

Desde el año 2018, con la instauración de la CR-GRACC, se han desarrollado trabajos conjuntos para potenciar e integrar los esfuerzos de los países miembros de SIECA, incluyendo información documental y guías técnicas desarrolladas en la segunda fase del Proyecto GENSAI, así como las normativas nacionales de los seis países de la región centroamericana: Guatemala, El Salvador, Honduras, Nicaragua, Costa Rica y Panamá, los cuales también son utilizados como insumo para la elaboración del presente manual.

1.2 Objetivos

El objetivo general del manual es poner a disposición de los países de la región centroamericana un documento técnico que unifique criterios, que deban ser considerados en la etapa de planificación y diseño de la infraestructura vial relacionada con puentes y obras de paso, con enfoque en adaptación al cambio climático y gestión de riesgo.

Los objetivos específicos fueron los siguientes:

- Definir conceptos técnicos, claros y específicos, para orientar de forma reglamentada el desarrollo de las actividades relacionadas, directa e indirectamente, con los proyectos viales, principalmente durante las etapas de planificación y diseño.
- Apoyar la reducción de la vulnerabilidad de la infraestructura centroamericana existente y proyectada, tomando en cuenta las normativas regionales existentes y los lineamientos generados a partir del Proyecto GENSAI.

1.3 Alcances y limitaciones

Los alcances en la implementación del presente manual, que fundamentan los aspectos técnicos para el diseño de puentes y obras de paso son los siguientes:

a) Unificar criterios y consideraciones de diseño a nivel regional con el respaldado de documentación y normativas de los países centroamericanos.

b) Establecer procedimientos y pasos para la ejecución de diseños de puentes y obras de paso.

c) Incorporar los componentes ambientales, de resiliencia y cambio climático en el diseño de la infraestructura vial.

Las limitaciones básicamente consistieron en la imposibilidad de hacer una gira regional para entrevistas e investigaciones presenciales en cada uno de los países, lo cual fue subsanado mediante el trabajo en equipo con los GTRs por la vía de la comunicación virtual. De igual manera no se logró realizar talleres presenciales, lo cual fue subsanado mediante la vía virtual, esto debido a la pandemia provocada por el Covid-19 y las medidas de distanciamiento social adoptadas.

1.4 Estructura del documento

El presente manual está estructurado en 11 capítulos. El primero consiste en los Aspectos Generales que incorporan los antecedentes, objetivos, alcances, limitaciones y la estructura del documento. En el Capítulo 2 se aborda la temática del diagnóstico centroamericano donde se abarcan los eventos naturales y las condiciones generales de los puentes a nivel regional.

En el Capítulo 3 se aborda la temática del cambio climático para el desarrollo de la infraestructura de puentes y obras de paso, con una visión y enfoque de los servicios de ingeniería, sus impactos y las consideraciones para la adaptación.

En el Capítulo 4 se presenta la planificación referente a la zona del proyecto, su área de influencia, los estudios de tráfico y la justificación del proyecto. Estas temáticas normalmente son estudiadas como parte del proyecto integral de la carretera e influirán en la selección de la sección transversal que se deberá adoptar para la calzada de los puentes, viaductos y otras obras de paso.

En el Capítulo 5 se abordan las generalidades de puentes, materiales, componentes, tipología y esquemas. Los estudios previos e ingeniería básica se cubren en el Capítulo 6, donde se identifica la zona de estudio y el área de influencia del proyecto, los estudios topográficos y geométricos, los cuales son similares al empleado para el estudio del camino del que forma parte. Se menciona la hidrología, la hidráulica, los estudios geológicos y geotécnicos, las consideraciones sísmicas, el estudio de impacto ambiental y el componente de tráfico y sus proyecciones.

En el Capítulo 7 se abarca las consideraciones de cargas y sus componentes de superestructura y subestructura, de lo cual se pasa al diseño de puentes u otras obras de paso, que se desarrolla en el Capítulo 8, donde se presenta el componente de losas, vigas, apoyos, juntas, entre otros componentes.

En el Capítulo 9 se presentan las especificaciones técnicas para los materiales, las memorias de cálculo y los planos de diseño. La formulación considera el estudio de los requerimientos técnicos para un seguro y optimizado diseño. En este sentido, en la etapa de diseño se debe llevar a cabo, con el nivel de detalle necesario, el correspondiente

análisis estructural, que tome en cuenta modelos matemáticos, análisis estático, métodos aproximados de diseño y análisis dinámico.

En el Capítulo 10 se abordan los problemas comunes en los puentes existentes, los daños por acciones hidráulicas, sísmicas u otras causas. Posteriormente se aborda en el Capítulo 11 las formas de evaluación para puentes existentes para la verificación de la construcción, del diseño, su vida útil, su estructura existente y tipos de metodologías.

En el Anexo A se presenta el inventario de puentes y obras de paso disponible en la región, donde se cuenta con información de Costa Rica, Honduras y Panamá. Adicionalmente se muestra en el Anexo B un diagrama de flujo del procedimiento para el diseño de un puente u obra de paso, y en el Anexo C se expone un ejemplo académico de diseño de un puente donde se utilizan las consideraciones técnicas planteadas en el presente Manual. Finalmente, en el Anexo D se presenta una propuesta para lista de chequeo de la calidad del proceso constructivo de puentes y obras de paso.



Puente El Jute - El Salvador

CAPÍTULO 2
DIAGNÓSTICO CENTROAMERICANO

A nivel centroamericano fue recopilada información de tipo documental, estadística y normativa, aplicable en cada uno de los países de la región sobre antecedentes y estudios previos sobre puentes y demás infraestructura vial regional, la cual fue revisada y clasificada, para su incorporación en el presente manual. Otro insumo importante para la revisión y análisis fueron las instancias académicas, las que mantienen un suministro de información, de uso libre, en sus bibliotecas. A dichas instancias se suman los aportes de colegios de ingeniería de la región, quienes cooperan con los organismos académicos y gubernamentales, manteniendo información relevante en sus diferentes páginas web. Un listado con la principal información recopilada se presenta a continuación, en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Listado de información recopilada y revisada para el presente diagnóstico

País	Documentos de Referencia
Costa Rica	• Código de cimentaciones, 2009. • Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes – 2015. • Lineamientos para el Diseño Sismo resistente de Puentes – 2013. • Código geotécnico de taludes y laderas, Asociación de Geotecnia – 2015. • Manual de Auscultación Visual de Pavimentos de Costa Rica, Guía para Profesionales MAV-2016. Guía ambiental centroamericana para el sector de desarrollo de infraestructura urbana, UICN - 2007. • Especificaciones técnicas “Construcción de tres Puentes sobre: La Quebrada Sube y Baja, Rio Esperanza y Rio Rempujo, Ruta Nacional No. 160, Sección Garza-Nosara”. • Términos de referencia Diseño y Construcción de las Obras Impostergables del Fideicomiso Corredor Vial San José – San Ramón y sus Radiales.
El Salvador	• Lineamientos básicos de adaptación al cambio climático en el diseño de puentes, 2012. • Norma técnica para diseño por sismo, 1997. • Estimación del riesgo y análisis de costo-beneficio de la inversión en la reducción del riesgo de desastres en carreteras para eventos no sísmicos y sísmicos, 2018. • Herramienta de Gestión de Geoamenazas de Carretera, Manuales de Operación – 2018. • Guía técnica para la elaboración de estudios geotécnicos y estabilidad de taludes, 2018. • Huracanes y Ciclones en Centroamérica y Región Caribeña, Compilación de Bernardo Méndez Lugo, Consejero de Asuntos Económicos y Prensa, Embajada de México en El Salvador, 2011.
Guatemala	• Normas de seguridad estructural, puentes de altura y tamaños limitados – AGIES 2018. • Bases de Licitación para la contratación de estudios de ingeniería para un proyecto de carreteras y/o puentes, elaborados por la Dirección General de Caminos.

Honduras	• Manual de Carreteras. TOMO 6: Drenajes y Puentes. Dirección General de Carreteras (1996) • Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras (CICH) y Engineers Canada – Honduras Bridges Assessment Climate Change Vulnerability Project – Report 1: Risk Assessment – 2013. • Términos de referencia para estudio ambiental de carreteras y puentes. • Términos de referencia para diseño básico de dos puentes. • Estudio de Evaluación de Impacto Ambiental Preliminar Libramiento Sur, La Cañada – Santa Rosa, cuenta del Milenio, 2018. • Ayudas de diseño para Puentes de losa. (Monografía de Puentes de losa) Autor: Egberto Álvarez, Universidad Central "Marta Abreu" de las Villas, 2010.
Nicaragua	• Guía Hidráulica para el Diseño de Obras de Drenaje y Caminos Rurales. Ediciones 2004 y 2011. • Manual para la Revisión de Estudios Hidrotécnicos de Drenaje Mayor, MTI – DANIDA 2008. • Manual para la Revisión de Diseños Estructurales de Puentes y Cajas, MTI - DANIDA 2008. • Términos de referencia para Estudios y Diseño sobre el Cruce del Río Sábalos. • Manual para la Revisión de Estudios de Tránsito, MTI – DANIDA 2008. • Especificaciones Generales para la Construcción, Caminos, Calles y Puentes – 2019. Tomos 1 y 2. • Informe No 6: Informe Final y Manual Técnico de Hidrotecnia Vial – 2016. • Guía Hidráulica para el diseño de estructuras de drenaje en caminos rurales adaptada al cambio climático – 2016.
Panamá	• Manual de aprobación de Planos. Dirección Ejecutiva de Estudios y Diseños. Departamento de Revisión de Planos. Ministerio de Obras Públicas. (2003) • Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Período 1971 -2006. Empresa de Transmisión Eléctrica S.A (2008). • Manual de Especificaciones Ambientales – 2002. • Especificaciones técnicas tipo. • Términos de referencia Diseño y Construcción de las obras del puente sobre el Río Sixaola – 2016. • Términos de referencia para rehabilitación de un puente sobre camino a carretera el Ejido – La Espigadilla – Tres Quebradas – Agua Buena en Provincia Los Santos, además de la construcción de cuatro (4) puentes.

Fuente: Elaboración propia

En el proceso de elaboración del diagnóstico fue fundamental el apoyo de los diferentes GTR de la región, quienes facilitaron el proceso de recopilación de leyes, manuales, reglamentos, términos de referencia, especificaciones técnicas, términos ambientales, lineamientos hidráulicos e hidrológicos, gestión de riesgo, infraestructura de puentes, documentos técnicos de vulnerabilidad de la región, eventos naturales, estudios de hidrología e hidráulica con registros estadísticos, consideraciones sísmicas, protección y señalización vial, entre otros, los cuales han sido importantes para conformar un mejor diagnóstico y a la vez estructurar adecuadamente las diferentes etapas de elaboración de este manual. El listado de miembros consultados de cada uno de los GTR y los países se detalla en la Tabla 2.2.

Como resultado de la elaboración del diagnóstico fue posible:

- Identificar las dificultades en la aplicación de normativas para el diseño de puentes y obras de paso en los diferentes países de la región.
- Recolectar y revisar la información técnica de referencia utilizada en cada una de las instituciones gestoras para el diseño de puentes, obras de paso y estructuras de drenaje.
- Obtener y registrar aportes, desde una visión netamente académica, sobre infraestructura de puentes y obras hidráulicas.
- Ordenar y jerarquizar la información recopilada de cada país.
- Priorizar los temas en los cuales debería enfocarse el contenido del presente manual.

Tabla 2.2 Miembros del GTR de cada país de la región

País	Miembro GTR	Unidad/Institución
Costa Rica	Antonio Romero Castro Ismael Murillo Jiménez	Dirección de Puentes y Secretaría de Planificación Sectorial del Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT).
El Salvador	Brenda Alexandra Calero Juan Carlos García Monrroy	Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER) del Ministerio de Obras Públicas y de Transporte (MOPT).
Guatemala	Víctor Vinicio Barrios Us Pedro Roberto Martinez Fuentes	Dirección General de Caminos (DGC) del Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda (CIV).
Honduras	Hugo Fernando Martínez Silva Hammerly José Argueta Murillo	Dirección General de Obras Públicas (DGOP) de la Secretaría de Infraestructura y Servicios Públicos (INSEP).
Nicaragua	Maycol Rugama Idiaques Jerónimo Sánchez Mendoza	Dirección General de Planificación y Dirección General de Normas de la Construcción del Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI).
Panamá	Porfirio Rangel Moreno Manuel Rodríguez Saavedra	Dirección Nacional de Estudios y Diseño y Dirección Nacional de Inspección del Ministerio de Obras Públicas (MOP).

Fuente: Elaboración propia

2.1 Eventos naturales que afectan la estructura de puentes en la región centroamericana

La red de obras viales de la región centroamericana está en constante riesgo de sufrir daños frente a amenazas. Los fenómenos naturales constituyen un peligro para las estructuras que son vulnerables a éstos y que pueden llegar a desastres. Según la oficina de las Naciones Unidas para la Reducción de Riesgo de Desastres, una amenaza es un fenómeno, sustancia, actividad humana o condición peligrosa que puede ocasionar la muerte, lesiones u otros impactos a la salud, al igual que daños a la propiedad, la pérdida de medios de sustento y de servicios, trastornos sociales y económicos o daños ambientales.

Las experiencias históricas, como los eventos atmosféricos extremos ocurridos en noviembre de 2020, muestran las graves repercusiones socioeconómicas de la región cuando una infraestructura importante sufre un colapso estructural o es afectado por cualquiera de estas amenazas naturales.

Con estas consideraciones presentes, las principales amenazas naturales que pueden incluirse entre aquellas que son capaces de afectar la estructura de un puente en la región centroamericana son:

a) Atmosféricas e hidrológicas

Es una condición climática que la infraestructura podría experimentar y que se considera relevante para la evaluación de su vulnerabilidad. Otros eventos de esta naturaleza (Tabla 2.3) pueden tener un efecto sobre la capacidad de servicio de los puentes, lo cual depende de la localización geográfica y el nivel de incidencia en la infraestructura.

Tabla 2.3 Eventos climatológicos a considerar en los diseños de puentes y obras de paso

Atmosféricos:	Hidrológicos:
• Granizo • Huracanes • Incendios • Tormentas tropicales • Frente frío	• Inundación costera • Desertificación • Sequías • Erosión y sedimentación • Desbordamiento de ríos

Fuente: Elaboración propia

b) Volcánicos, sísmicos, y geológicos

El movimiento de placas en la corteza terrestre y las concentraciones locales de calor son una fuente continua de peligros para las personas y las estructuras. Una clasificación simplificada de los principales fenómenos geológicos relacionados con peligros potenciales se presenta en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Eventos a considerar en el diseño de puentes

Volcánicos:	Sísmicos:	Geológicos:
• Explosión de cenizas • Gases • Flujos de lava • Flujos piro clásticos • Sismos volcánicos	• Sismo • Licuefacción • Tsunamis	• Avalanchas • Fallas • Suelos expansivos • Deslizamientos • Hundimientos • Desprendimientos de rocas

Fuente: Elaboración propia

2.2 Condición general de los puentes a nivel centroamericano

Los puentes son construcciones primordiales en la infraestructura vial de una nación, sin embargo, sumado a la antigüedad que en promedio ronda los 50 años, la falta de mantenimiento también ha provocado que el deterioro sea mayor, llegando incluso, en algunos casos, a representar un riesgo a sus usuarios.

En los años recientes los fenómenos naturales, como las lluvias, han reflejado un aumento en las intensidades y por tanto los diseños de este tipo de construcciones en algunas estructuras que se encuentran en funcionamiento no están totalmente preparados ya que se construyeron en una época en que las consideraciones técnicas sobre los caudales pico eran menores y no se consideraban los efectos de crecidas que actualmente están asociados al efecto del cambio climático, por lo que han ocurrido casos en los que incluso se han registrado crecidas que sobre pasan el nivel de los puentes.

Tener estructuras en condiciones de vencimiento de su vida útil genera un riesgo latente que significa poner en peligro vidas humanas y es inaceptable mantenerlas operativas y abiertas al tránsito vehicular.

Por su parte las estructuras de puentes son diseñadas para soportar una carga estimada de peso y un número de vehículos cruzando a diario de extremo a extremo. Sin embargo, hace 50 años la carga de tránsito en Centroamérica era muy distinta a la que ahora se enfrentan los diferentes países de la región. Los excesos de cargas, pesos y dimensiones en transporte de tipo pesado es otro de los factores que contribuyen a que las estructuras se deterioren por sobrepeso circulando en ellos.

Esto ha obligado a las instituciones encargadas del diseño, construcción y mantenimiento de los puentes, a tener que llevar a cabo acciones de refuerzo por deterioro o por diseño desfasado, principalmente en la superestructura, y en el caso de la subestructura, es frecuente que se deban hacer refuerzos por problemas de socavación.

Los principales factores que han influenciado el deterioro de la red de puentes a nivel regional son: el aumento de las cargas que transitan por la red vial, el crecimiento urbanístico desordenado y los efectos del cambio climático.

Otra causa importante sobre los daños en la infraestructura de puentes y obras de paso se debe a fenómenos propios de la estructura, como la reacción alcalina, el deterioro de los agregados, la fatiga, el contenido de cloruros, los sulfatos, la acumulación de corrosión en superficies y en general patologías que son invisibles al inicio pero que pueden alcanzar un nivel de avances que afectará negativamente la estructura, los cuales generalmente son daños costosos de reparar.

Aunque sea diferente en cada uno de los países de la región, otro factor que ha sido también determinante para que los puentes se encuentren en el estado actual, ha sido la limitada inversión en tareas de mantenimiento o bien han resultado ser inadecuados, más aún, considerando las condiciones hidrometeorológicas actuales, así como los daños que han ocurrido y que no han sido atendidos a causa de terremotos, o por causas antropogénicas.

La inversión en infraestructura vial en países como la región suele ser limitada por otras prioridades como seguridad, educación y salud, quedando poco presupuesto para la recuperación de puentes o construcción de nuevos. Sumado a ello, los sismos y tormentas que azotan constantemente algunas zonas han dejado numerosas estructuras dañadas que por falta de recursos en el mejor de los casos se recupera con los años, pero que muchas veces no se hace.

En Guatemala el Colegio de Ingenieros en 2016 señaló que, en un estudio sobre las condiciones de 831 puentes, al menos 165 puentes necesitaban alguna reparación, de los cuales 157 necesitaban ser mejorados y que ocho de estos puentes no se encuentran en condiciones de seguir siendo utilizados. El portal web de la Dirección de Caminos del Ministerio de Comunicaciones (DGC-MINCIV), muestra un mapa interactivo con 1,276 puentes registrados, aunque se estima que realmente existen cerca de 1,600. De estos, alrededor del 50% ya sobrepasaron su vida útil, no solo por antigüedad sino por los niveles de carga que soportan. De igual forma, el MINCIV mantiene informes de revisión sobre daños en puentes con niveles para la evaluación desde ligeros, moderados, considerable, severos y colapso total, para lo cual asigna la calificación del uno al cinco, respectivamente.

En países como El Salvador, a través del FOVIAL y Costa Rica mediante el CONAVI, se ha implementado el proceso de desarrollo de contratos de conservación vial que contienen rubros para puentes, pero en la mayoría de los casos no abarcan todas las necesidades y algunas veces son básicos, incluyendo limpieza, trabajos en barreras de contención de acero, pintura de estructuras, señalización y otras actividades de mantenimientos de superficie que mejoran la puesta en servicio de la obra.

En El Salvador, si bien se desarrollaron acciones que buscan garantizar el buen estado de los puentes, no fue sino hasta finales del año 2001 e inicios del 2002 que se desarrolló un Sistema de Administración de Puentes (SAP), como una herramienta digital para focalizar y priorizar las inversiones en materia de obras de paso, cuya formulación surgió

a consecuencia de desastres naturales como el caso de los terremotos de enero y febrero de 2001, a través del cual se categorizaron las estructuras de los puentes. Adicionalmente, los fenómenos climatológicos también han generado graves afectaciones a las obras de paso, como el caso de la tormenta tropical IDA, que en el año 2009 afectó seriamente la infraestructura vial de El Salvador, dejando a su paso el colapso de 43 estructuras y 60 más con daños significativos (Arévalo, L.F. 2019), lo que obligó a iniciar el proceso de reconstrucción.

En Honduras, el Fondo Vial es el encargado de realizar el mantenimiento cotidiano y el inventario de carreteras y puentes mediante la contratación de empresas privadas. Respecto al inventario de puentes destaca el que se hizo antes del Huracán Mitch, que azotó en 1998, según el cual existen 1,204 puentes introducidos en el sistema de inventario denominado HonduSAP, que es un sistema creado en 1999 con ayuda de Dinamarca. Los datos se actualizaron en el año 2000 y en el 2006. Dicho sistema almacena datos de puentes como: ubicación, longitud, tipo, materiales de construcción y daños evaluados. Según los datos registrados 245 puentes requerían la reparación urgente e inmediata, ya que se han registrado con categoría 3 o superior en el grado de daño.

Nicaragua llevó a cabo en el año 2014 un estudio para cuantificar los puentes en la red vial nacional, que presenta un detalle del estado general categorizados en función del tipo de material, sistema constructivo y longitud. Actualmente su red vial posee cerca de 2,828 estructuras de puentes. A efecto de asegurar una adecuada funcionalidad de estas estructuras cuentan con un Sistema de Diagnóstico denominado NICASAP que les permite formular propuestas de planes de mantenimiento y la generación de informes o reportes para reparaciones tomando como base información recolectada permanentemente en campo.

Ante las condiciones actuales de los puentes a nivel regional, las tareas de mantenimiento preventivo a una estructura de esta naturaleza son fundamentales y dependen del grado de intervención que se necesita realizar. Para esto, los principales factores a considerar son el ancho, la carga que soporta, la antigüedad, el deterioro y la seguridad al usuario.

Este tipo de implementación de un sistema de gestión de puentes ha sido planteada como una solución para mejorar la infraestructura vial en Costa Rica, a efecto de planificar adecuadamente la recuperación de puentes deteriorados y también la construcción de nuevas estructuras que respondan a las necesidades reales de cada sitio, más aun tomando en cuenta que a nivel regional existe una gran cantidad de puentes que ya sobrepasaron su vida útil, que antes generalmente se establecía como 50 años, pero que al depender de diversos factores particulares lleva a que actualmente puedan encontrarse puentes de hasta 200 años de operación, como el caso del puente de arco de mampostería conocido como de Las Damas, ubicado sobre el río Jesús María, entre los cantones de Esparza y Alajuela, antigua carretera a Puntarenas, Costa Rica (Figura 2.1), con aproximadamente 175 años de servicio y el histórico puente Mallol en la ciudad de Tegucigalpa con una antigüedad que ronda los 200 años y que ha sido catalogado como monumento nacional por el Instituto Hondureño de Antropología e Historia (Figura 2.2).



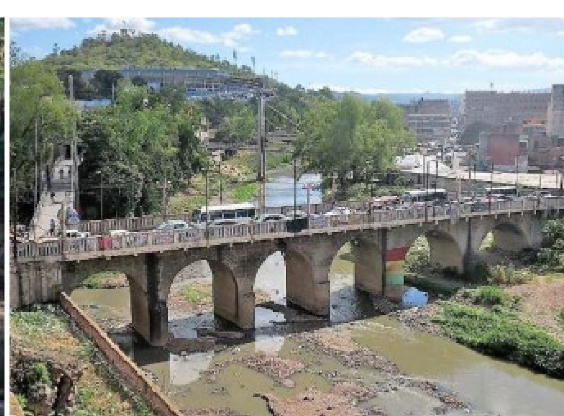




Figura 2.1 Puente Las Damas en Costa Rica
Fuente: http//mapio.net/

Figura 2.2 Puente Mallol en Honduras
Fuente: http//laprensa.hn

Por tanto, los fenómenos que afectan la vida de una estructura en la región no se delimitan únicamente a los años de utilización ya que también se ven afectados por el entorno natural, los materiales que hayan sido utilizados y sobre todo aspectos naturales relacionados a los fenómenos que afectan constantemente los países.

2.3 Tipos de puentes más utilizados en la región

Históricamente en la región los puentes se han construido de conformidad a las normativas y estándares vigentes, haciendo uso de diversas tipologías constructivas, así como diferentes materiales en función de la disponibilidad, la funcionalidad y los costos, por lo que en la región existe una numerosa variedad de tipos y estilos de puentes, cuyas características están ligadas a los materiales con los que se construyen y al proceso constructivo.

En Guatemala la Dirección General de Caminos cuenta con un inventario detallado y geográficamente localizado de todos los puentes a nivel nacional. Para la mayoría de los puentes el concreto es el material más utilizado en la construcción de éstos, en muchos de los casos utilizado en combinación con elementos estructurales de acero.

En El Salvador existen puentes, en su mayoría de concreto, algunos de los cuales han sido construidos en años recientes haciendo uso de la técnica de voladizos sucesivos, así como puentes tipo Bailey. La utilización de sistemas constructivos de bóvedas de mampostería de piedra, cajas de concreto armado, puentes de losa de concreto armado y puentes de vigas de concreto armado datan de las décadas de los 50´s o 60´s.

En Honduras, del inventario presentado en el Anexo A se puede extraer una mayoría de puentes de concreto total o parcialmente, es decir combinado con otro material como acero.

En Nicaragua, existe una gran combinación de puentes, tanto en su tipología constructiva como en materiales utilizados en su construcción, no obstante, el más utilizado es el puente tipo viga a base de concreto en combinación con acero.

En el caso de Costa Rica, aproximadamente el 80% de los puentes en la Red Vial Nacional, a cargo CONAVI tienen longitudes inferiores a 35.0m y aproximadamente el 82% de las superestructuras son de concreto.

Panamá ha invertido en innovación hacia un nuevo modelo de construcción de puentes con la aplicación de nuevas tecnologías. De acuerdo con el último inventario del Ministerio de Obras Públicas existen en todo el país 2,083 estructuras de este tipo, entre puentes de concreto, de acero, de viga, losa, modulares y colgantes. En 2019 se inauguró el tercer puente sobre el Canal de Panamá, que es atirantado de concreto.

En la actualidad las normativas y estándares para la construcción de puentes son más rigurosas y toman en consideración aspectos integrales. Sumado a ello, los avances tecnológicos en la industria de la construcción, principalmente en materiales permite edificar obras con mayor durabilidad y seguridad. La aplicación de estas normativas y disponibilidad de tecnologías hace que un puente esté mejor protegido contra los efectos de la erosión del suelo y los efectos del cambio climático, asociados principalmente a eventos extremos.

2.4 Vulnerabilidad e impactos

Fenómenos hidrometeorológicos

La información de los huracanes ha sido documentada por la Organización Meteorológica Mundial (OMM) y por el sitio Web del Centro Nacional de Huracanes (CNH) de los Estados Unidos. Con dicha información se dispone del mapa de Amenazas Naturales de la Región de América Central, como una contribución a la región ya que integra trayectorias e intensidades de los fenómenos que han afectado vidas humanas, sus bienes y a actividades productivas. Mayor información sobre datos históricos de la región puede ser encontrada en la base de datos del National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA).

En la historia destacan los Huracanes Mitch y Stan, los cuales han sido eventos que han causado daño en América Central durante los últimos años. Ambos afectaron simultáneamente a varios países de la región, y en días recientes se destaca la circulación de los huracanes ETA y IOTA, que causó graves daños en Nicaragua, Honduras y Guatemala. En el **Manual de Consideraciones Geotécnicas y Sísmicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica, Tema Taludes, SIECA 2019**, tabla 1.1 del capítulo 1, páginas de la 5 a la 8, se aborda un resumen de los principales eventos de tormentas que han afectado la región de América Central.

Fenómenos sísmicos

A diferencia de las inundaciones o huracanes, cuyo impacto en determinado lugar puede ser pronosticado con horas de anticipación, los terremotos prácticamente no dan aviso alguno y pueden tener impactos en áreas muy extensas. Como consecuencia de estos fenómenos, los puentes se ven sometidos a diversas condiciones de carga, y no están exentos de ser afectados seriamente por los sismos, pese al cumplimiento de todas las especificaciones de carga establecidas en los códigos sismo resistente de cada país de la

región. A nivel centroamericano se han registrado una gran cantidad de sismos y terremotos destructivos, que han ocasionado el colapso de puentes. En el Manual de Geotecnia antes mencionado, tabla 1.2 del capítulo 1, páginas de la 10 a la 12, se abordan los principales eventos sísmicos de la región centroamericana.

2.5 Resultados del diagnóstico y potencialidades

Situación actual

En la planificación existe evidencia documental que indica que los diseños de puentes y obras de paso en la región responden a proyectos básicamente de tipo gubernamental, esto acorde a un plan nacional, principalmente desarrollados a través de los ministerios de transporte de cada país. De igual forma la documentación refleja que el desarrollo de obras menores corresponde a gobiernos locales su implementación.

En general, la tendencia en el accionar desde las unidades técnicas y de planificación inicia con un análisis integral, a escala nacional, sobre la necesidad de interconexión vial y sus prioridades de ejecución, tales como la capacidad productiva de la zona, la limitada capacidad de respuesta ante condiciones hidrometeorológicas extremas, o bien de la necesidad de promover el intercambio comercial con países vecinos, entre otros aspectos.

A partir de estas líneas de acción estratégica se definen los proyectos específicos que deberán desarrollarse. La ejecución de cada uno de éstos tiene como punto de partida su propio proceso de planificación y considera la envergadura del proyecto a desarrollar, de forma que las unidades técnicas de las instituciones pueden optar por elaborar el diseño de la obra o contratar la formulación del mismo, en función de los costos y tiempos disponibles para el logro de las acciones estratégicas. Ambas opciones son viables en el proceso de planificación.

En la región, las dependencias encargadas de la infraestructura de transporte cuentan con capacidad técnica para elaborar sus propios diseños, así como para revisar y avalar diseños adjudicados y contratados por la vía licitatoria, sin embargo, en la mayoría de proyectos de gran importancia los entes ejecutores optan por contratar la formulación del diseño o bien la formulación del diseño final y la construcción. En el primer caso, dichas dependencias se encargan de preparar los Términos de Referencia (TDR) para para que una empresa consultora se encargue de la formulación del diseño del puente u obra de paso, la que se encarga de elaborar las Especificaciones Técnicas (ET) para la construcción; en el segundo caso, al adjudicado se le proporciona información base de un prediseño y será responsable del diseño definitivo y del proceso constructivo.

Una vez estructurado el documento de TDR, que incluye todos los detalles técnicos necesarios para asegurar un adecuado diseño, incluyendo la definición de normativas técnicas aplicables, materiales, procesos constructivos, planos y especificaciones técnicas particulares, se formulan las bases licitatorias para que, a través de un proceso de libre competencia, se pueda desarrollar la elaboración del diseño (que puede ser de manera conjunta o separada del proceso constructivo). En esta fase, las figuras de los manuales,

reglamentos o procedimientos toman vigencia en la ejecución de los diseños de puentes y obras de paso, lo cual es fundamental para asegurar un buen diseño ingenieril.

El desarrollo de este tipo de proyectos suele asociarse con la generación de impactos en el medio ambiente o en el entorno de la obra, por lo que la previsión de dichos impactos es fundamental para asegurar la viabilidad ambiental del mismo, por lo que el formulador del proyecto deberá identificar y priorizar para definir las medidas de mitigación o compensación pertinentes.

También es requerido un enfoque racional de la gestión de riesgos respecto a las amenazas que puedan poner en riesgo a los puentes. En ese sentido el análisis de costo-beneficio es una herramienta para determinar el nivel de seguridad del diseño contra dichas amenazas. El nivel de seguridad del diseño deberá estar en función del período de retorno de las condiciones hidrológicas del lugar de emplazamiento de la obra de paso y de la peligrosidad sísmica del sitio. El beneficio se incluirá en los efectos de reducción del riesgo de dichas amenazas.

Incluso cuando se planifican puentes para evitar o disminuir los riesgos por las amenazas que puedan ocurrir en las carreteras existentes, es una forma racional de realizar un estudio alternativo por índice de costo-beneficio que incorpore la reducción del riesgo con otras contramedidas como la protección de taludes. El colapso de un puente puede propiciar la pérdida de vida de los usuarios que transitan por el mismo, por lo que es esencial una cuidadosa evaluación de los riesgos ante las amenazas naturales (peligrosidad sísmica y/o fenómenos hidrometeorológicos) y hasta antropogénicas en un puente vehicular.

En todos los países existen documentos de referencia para el establecimiento de criterios de diseño de puentes y obras de paso, siendo útil el uso de documentos técnicos generados fuera de la región centroamericana, y que a la fecha han funcionado satisfactoriamente para la definición de estos criterios, como es el caso de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y Federal Highway Administration (FHWA), ampliamente empleados en la elaboración de Términos de Referencia (TDR) y Especificaciones Técnicas (ET) para la construcción y seguimiento de los proyectos, entre otros aspectos.

Respecto a los estudios técnicos en la ejecución del diseño de puentes y obras de paso, se desarrollan aplicando comúnmente el siguiente orden: estudios topográficos en conjunto con el diseño geométrico de la ruta a la que pertenece, los estudios de hidrología e hidráulica, el componente geológico y geotécnico, con enfoque en el diseño de las cimentaciones. A éstos se incorpora el estudio de la peligrosidad sísmica de la zona, los análisis del impacto ambiental, el estudio de tráfico y sus proyecciones, el diseño propiamente del puente, diferenciando la superestructura y la subestructura, su análisis estructural, obras de protección requeridas, señalización vial, entre otros.

A partir de los resultados progresivos de los estudios se define el emplazamiento definitivo, se realiza el análisis estructural y se establece el dimensionamiento de los diversos componentes de la obra de paso y protecciones. De acuerdo a lo observado en

la información recopilada, surgen retos importantes de superar y de tomar en cuenta, destacándose:

a) Acceso a información que permita formular TDR de una forma ágil y consistente para facilitar la implementación de los correspondientes diseños.

b) Desarrollo de metodologías que puedan estandarizarse en la región, de forma que se adapten al riesgo debido a las condiciones impuestas por las amenazas naturales de Centroamérica. En algunas zonas se deberá priorizar los aspectos sísmicos y en otros sectores la parte hidrometeorológica, buscando en ambos la calidad del diseño.

c) Buscar a futuro la sostenibilidad de una base de datos regional de obras de paso, en la que se pueda incluir un historial regional de antigüedad, así como también de datos técnicos para facilitar estudios básicos para la implementación de diseños, especialmente en los tramos fronterizos.

d) Actualización periódica de manuales regionales para el diseño de obras en carreteras por medio del desarrollo de las potencialidades identificadas en uno o más países y el involucramiento de actores nacionales y/o regionales, que contribuyan a la unificación de criterios de diseño.

e) Hacer énfasis en la gestión de riesgo en la planificación de proyectos de diseño de puentes y obras de paso, destacándose los fenómenos hidrometeorológicos y la peligrosidad sísmica.

f) Evitar conflicto con normativas o documentos locales de uso oficial de cada país, mediante la estandarización que se logre con la aprobación y publicación de los manuales regionales.

g) Incorporar en los manuales algunas nociones sobre el uso de herramientas informáticas para la realización de los estudios básicos al momento de ejecutar los diseños.

Todos estos aspectos justifican la aplicación y uso del presente manual, y evidencian que, pese a disponer de normas técnicas de uso común, el proceso de encauzamiento hacia la estandarización de los criterios de diseño a nivel regional será un desafío por resolver en el mediano y largo plazo.

COSTA RICA: En las rutas nacionales la construcción de puentes está a cargo del CONAVI, y en ocasiones se crean Unidades Ejecutoras que son las encargadas de los proyectos que cuentan con financiamiento específico. Los diseños de puentes se realizan mediante opciones variadas, ya sea mediante la contratación donde se realice el diseño y construcción de la obra o también mediante el diseño realizado por la Dirección de Puentes y posteriormente CONAVI contrata una empresa para la construcción. La Dirección de Puentes, además de realizar diseños, elabora inspecciones, da asesorías, realiza estudios previos al diseño y realiza informes de algún tema en específico referente a puentes. La secretaria de planificación funge como una dependencia coordinadora y asesora.

Poseen el manual con especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes (2010), el cual está disponible en el Ministerio de Obras Públicas y

Transportes, quien lo comparte de uso libre. Tienen disponible el código de cimentaciones (2009) distribuido por la Asociación Costarricense de Geotecnia, como miembros de una comisión para el código de cimentaciones, mantienen vigente los lineamientos para el diseño sismo resistente de puentes (2013) como aporte del Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, quienes forman parte de la comisión permanente de estudio y revisión del código sísmico. Tienen el código geotécnico de taludes y laderas (2015) en coordinación con la Asociación Costarricense de Geotecnia.

EL SALVADOR: El Ministerio de Obras Públicas y de Transporte cuenta con la Dirección de Planificación de la Obra Pública y la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER); la primera es la encargada de planificación, diseño y supervisión de los proyectos de infraestructura, y la segunda es una unidad especializada en la adaptación de la infraestructura pública ante el Cambio Climático, brindando medidas de adaptación a éste y a la gestión del riesgo. Se elaboran estudios técnico-científicos para adaptar la infraestructura social y productiva del país al Cambio Climático; así como al diseño de obras para reducir vulnerabilidad y el impacto de los fenómenos extremos. Actualmente se cuenta con el apoyo técnico de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA) con el proyecto GENSAI fase II, el cual consiste en el fortalecimiento de capacidades técnicas y formulación de documentos y manuales técnicos para el desarrollo, reforzamiento o protección de la infraestructura pública.

El Grupo de Estudio Técnico para la reducción de Riesgos de Geoamenazas en la Infraestructura vial Centroamericano (GETRRGIVIC), organizado por DACGER-MOPT El Salvador, proporciona resúmenes técnicos para mejorar la eficiencia costo-beneficio y la viabilidad para el financiamiento de infraestructura vial, incluyendo puentes, la información se encuentra disponible en la página web https://dacger.mop.gob.sv/index.php/centro-de descargas/documentos-getrrgivc.

GUATEMALA: La Dirección General de Caminos del Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda –CIV-, cuenta con la oficina denominada Asesoría Técnica de Ingeniería de Ríos –ATIR-, responsable de la planificación, administración y supervisión de los proyectos encaminados al tratamiento adecuado de los cauces de ríos. Posee un componente técnico fortalecido que le permite ejecutar sus proyectos en forma ágil. Utilizan los manuales regionales de SIECA en sus proyectos, así como la normativa internacional.

Se dispone de estudios Geotécnicos y de Microzonificación por parte de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, y cuenta con las de Normas de Seguridad Estructural (AGIES), estudios de Movimientos de Ladera por parte del Instituto Geográfico Nacional, y posee el Mapa Geológico. Se destaca la labor investigativa de la Universidad de San Carlos, quien dentro de sus fines proporciona educación y enseñanza, fomenta la investigación aplicada de acuerdo con los avances científicos y tecnológicos. En su biblioteca documenta amplia información de diseños de puentes y obras de paso con aplicación de normativa local, regional e internacional.

HONDURAS: La Dirección General de Obras Públicas de la Secretaría de Infraestructura y Servicios Públicos (INSEP) es la encargada de planificar y gestionar proyectos, quienes

cuentan con el "Manual de Diseño y Procedimientos de Construcción de Obras Hidráulicas" de 1999, existe el documento denominado Diseño de Pavimentos y Mantenimiento de Caminos (Tomo IV, 1996) de amplio contenido, cuentan con Especificaciones generales para la construcción (Tomo V, 1996), ambos de la Secretaría de Estado en los Despachos de Obras Públicas, Transporte y Vivienda. Utilizan en sus diseños normas propias e internacionales aplicadas a la ingeniería. En sus estudios hacen referencia a los manuales de SIECA. Poseen capacidad técnica y experiencia de su personal en las áreas de diseño, construcción y supervisión de las obras.

NICARAGUA: El Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) por medio de la División General de Planificación (DGP), realizó el proyecto de "Asistencia Técnica (Corto y Largo Plazo) Desarrollo de Capacidad Adaptativa para el Cambio Climático en el Sector Transporte" a través de un convenio de donación con Dinamarca. Poseen la Guía Geotécnica con enfoque al cambio climático (2008). Posee mapas topográficos del Instituto geográfico nacional, tiene especificaciones generales para la construcción de caminos, calles y puentes, Tomos I y II (2019), cuenta con el reglamento nacional de la construcción (2007), posee términos de referencias para estudios y diseños a manera de ejemplo o referencia. Existe el manual para la revisión de estudios Hidrotécnicos de drenaje mayor (2008), el manual para la revisión de diseños estructurales de puentes y cajas (2008) y el manual para la revisión de estudios de tránsito (2008).

Además, poseen el manual técnico de hidrotecnia vial (2016) y disponen de una guía hidráulica para el diseño de estructuras de drenaje en caminos rurales (2016), la cual ha sido adaptada al cambio climático. Con la capacidad técnica y la logística institucional implementan sus propios diseños y ejecutan sus procesos constructivos mayoritariamente. Priorizan el cumplimiento de los manuales y procedimientos internos y han contado con cooperación internacional en la implementación de estos, lo que les obliga a su utilización ya que la cooperación acostumbra a dar seguimiento al beneficio que esta proporciona.

PANAMÁ: La Empresa de Transmisión Eléctrica S.A de Panamá (ETESA), está a cargo por ley de la red hidrológica e hidrométrica, quien apoyó la realización del trabajo de graduación de la Universidad Tecnológica de Panamá, titulado "Generación de Relaciones de Intensidad - Duración - Frecuencia para Cuencas en la República de Panamá". Con ese trabajo se creó una herramienta reformada que aporta un mejor desarrollo de proyectos hidrológicos.

La Dirección Nacional de Estudios y Diseño del Ministerio de Obras Públicas (MOP) es la encargada de las tareas de carreteras y diseños de infraestructura, quienes poseen el manual de requisitos y normas generales para la revisión de planos (1996), el cual contiene parámetros recomendados en el diseño del sistema de calles y drenajes pluviales de acuerdo a lo exigido en dicho Ministerio de Obras Públicas. En el área de medio ambiente disponen del manual de especificaciones ambientales (2002). Sus instituciones poseen la capacidad técnica, elaboran términos de referencia y especificaciones técnicas y contratan diseños y construcción de las obras.

ÁMBITO REGIONAL: En la región centroamericana existe una agenda liderada por el Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica (COMITRAN), el cual es un foro responsable del ámbito de la infraestructura, quienes coordinan y armonizan el proceso de integración y está conformado por las Autoridades de los Ministerios de Transporte de los países de la región Centroamericana. Dicho Consejo fue constituido oficialmente en el año 1997.

COMITRAN, el 27 de junio de 2017 en San José de Costa Rica, según Acuerdo No. 100-2017 (COMITRAN XXXVIII) conformó la Comisión Regional de Gestión Preventiva del Riesgo y Adaptación al Cambio Climático de la Infraestructura (CR – GRACC), quien genera proyectos y programas de beneficio para la región e implementa normativas y herramientas hacia la infraestructura vial con enfoque de gestión de riesgo ante desastres y adaptación al cambio climático.

En el ámbito regional se han desarrollado normas técnicas para la adaptación de la infraestructura al cambio climático y se han actualizado y regulaciones que han impulsado la logística y la movilidad de Centroamérica. Existe una serie de manuales que se han difundido y se están aplicando, los cuales destacan:

- Manual Centroamericano de Gestión de Riesgo en Puentes, SIECA, 2010.
- Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 2011.
- Manual Centroamericano de Dispositivos Uniformes para el Control del Tránsito, SIECA, 2014.
- Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para Infraestructura Vial en Centroamérica, SIECA, editado en el 2016.
- Manual de Consideraciones Geotécnicas y Sísmicas, con Enfoque de Gestión de Riesgo para la Infraestructura Vial de Centroamérica, SIECA, 2019.

Dichos manuales circulan libremente en Centroamérica y son utilizados por los Ministerios de Transporte o sus equivalentes, sin embargo, no existe una normativa específica para el diseño de puentes y obras de paso. Cada país formula sus proyectos en forma independiente y se hace en cumplimiento de normativas locales y en algunos casos referenciados a normativas internacionales, destacándose las siguientes:

- AASHTO (2020). *LRFD Bridge Design Specifications*. Última edición. American Association of State Highway and Transportation Officials. [Especificaciones de diseño].
- AASHTO (2015). *Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires, and Traffic Signals*. Primera edición con revisiones transitorias del 2017 o su versión vigente. *American Association of State Highway and Transportation Officials and American Welding Society*. [Especificaciones para estructuras de soporte].
- AASHTO (2005). *Roadway Lighting Design Guide*. Primera edición o su versión vigente. *American Association of State Highway and Transportation Officials*. [Guía de diseño de iluminación].

- FHWA (2003). *Design example for steel girder Superstructure Bridge. Federal Highway Administration* [Ejemplo de diseño de puente de acero].
- FHWA (2003). *Comprehensive design example for prestressed concrete (PSC) girder Superstructure Bridge with commentary. Federal Highway Administration* [Ejemplo de diseño de superestructura de puente de concreto presforzado].
- *Specification of Highway bridges (2017). Japan Road Association (JARA)* [Especificación para puentes de carretera (2017). Asociación de Carretera de Japón].
- USBR (2007). *Design Data Collection Guidelines. United States Bureau of Reclamation* [Guía de recolección de información para diseño].
- WDOT (2017). *Bridge Design Manual. Washington Department of Transportation.* [Manual de diseño].

La región también cuenta con colegios de ingenieros asociados, los cuales contribuyen a la capacitación de sus miembros y aglutinan grupos técnicos, sus agremiados son empresas cuyo fin es el negocio ingenieril y básicamente están obligados a cumplir los alcances que el cliente ejecutor les demande en forma clara y bien referenciada, caso contrario se generan reclamos que pueden conducir a modificaciones contractuales e inclusos arbitrajes en caso de no haber acuerdos. A continuación, se presenta listado de dichos colegios:

- Colegio de Ingenieros de Guatemala (CIG).
- Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA).
- Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras (CICH).
- Colegio de Ingenieros de Nicaragua (CIN).
- Colegio de Ingenieros Civiles de Costa Rica (CIC), quien forma parte del Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica (CFIA).
- Sociedad Panameña de Ingenieros y Arquitectos (SPIA), quien aglutina al Colegio de Ingenieros Civiles de Panamá (COICI).

Los colegios anteriores no ejecutan contratos directamente, pero si lo hacen sus agremiados, los cuales, en caso de participar en procesos licitatorios y ser adjudicados, están obligados a ejecutar los diseños y estudios básicos en apego a los TDR y en cumplimiento a lo ofertado en los alcances.



Puente de Las Américas - Panamá

CAPÍTULO 3
CAMBIO CLIMÁTICO EN LA INFRAESTRUCTURA DE PUENTES

El cambio climático es consecuencia del incremento de las emisiones de gases de efecto invernadero (GEI) debido a diversas actividades antropogénicas, principalmente aquellas derivadas de la quema de combustibles fósiles, de las actividades agrícolas y ganaderas o incluso del cambio de uso de suelo. Por lo que, el cambio climático se ve reflejado con una variabilidad climática en el aumento de la temperatura media global, alza del nivel del mar, modificaciones en el patrón de precipitaciones, reducción de la criosfera y modificaciones en los patrones de eventos climáticos a extremos.

La región Centroamericana en las últimas décadas ha experimentado el incremento en los eventos naturales extremos, las proyecciones presentan efectos al alza en la temperatura y disminución en las precipitaciones, también se evidencia un aumento en la frecuencia de eventos como sequías e inundaciones. Todos estos cambios repercuten en las actividades productivas de la región e inciden en los servicios que presta la infraestructura de puentes y obras de paso, generando amenazas por el exceso de agua en periodos cortos y por las afectaciones en las costas producto del aumento de la altura del oleaje.

La adaptación de los puentes y obras de paso ante la variabilidad climática tiene como objetivo prevenir los efectos adversos e implementar medidas que minimicen los daños, con el propósito de reducir costos futuros y crear estructuras más resilientes.

3.1 El Cambio Climático en el desarrollo de la Infraestructura

Para analizar la afectación del cambio climático en el desarrollo de la infraestructura de puentes y obras de paso, se listan a continuación los principales factores a los cuales éstas se encuentran expuestas:

a) Intensidad de la precipitación e inundaciones.

Los fenómenos intensos de precipitación alteran el régimen de escorrentía provocando inundaciones como producto del escurrimiento de una gran cantidad de agua en tiempos relativamente cortos, éstas se originan por tres motivos, los que pueden darse simultáneamente:

- Lluvia que tiene altas intensidades en un corto tiempo.
- Lluvia de larga duración con condiciones en la cuenca de alta saturación y baja retención.
- La ocurrencia de lluvia en una porción de la cuenca contribuyente, mayor a la normal.

Lo anterior pone en manifiesto que el aumento en la intensidad y en la frecuencia de eventos hidrometeorológicos puede inducir en la infraestructura de puentes y obras de paso, ocasionando graves problemas de socavación en cimentaciones tanto de pilas como de estribos debido al aumento del caudal, daños en las distintas capas del pavimento, deterioro de la integridad estructural de puentes u obras de paso debido al incremento de la humedad en las estructuras.

b) Incrementos en el nivel del mar.

Existen riesgos respecto a potenciales impactos y cambios en las dinámicas en las zonas costeras, donde se ha identificado la posibilidad de cambios en el aumento del oleaje, tanto en altura como en dirección, lo cual podrían provocar problemas a la infraestructura y de erosión en sistemas costeros e inundaciones, anegamientos permanentes en áreas costeras.

Para el diseño de infraestructura en zonas costeras existen al menos tres elementos fundamentales que contribuyen a la implementación de las obras:

- Cobertura espacio-tiempo de registros de climas de oleaje que permita ir complementando la información utilizada para el cálculo de oleajes extremos.
- Disponibilidad de bases de datos para la determinación de tormentas de diseño con algunos eventos extremos observados en años recientes.
- Revisar las metodologías para la definición de tormentas de diseño, especialmente en casos donde han existido obras recientes que han presentado problemas al ser expuestas por oleaje.

c) Períodos de calor y variación de la temperatura.

La variación de la temperatura afecta la infraestructura del puente como producto de la contracción y expansión que se provoca, lo cual puede inducir a tensión y compresión adicionales a las cargas que normalmente soportan los elementos de la obra ingenieril, induciendo a la degradación del material, daños en el pavimento (surcos, ablandamientos y segregación, entre otros).

d) Efectos del viento.

Los efectos del viento sobre el puente se reflejan sobre la estructura y sobre el tráfico de vehículos que lo atraviesan. Los fenómenos meteorológicos extremos generan velocidades altas que deben considerarse en el diseño de la obra, específicamente en puentes de gran altura

Para analizar la conveniencia de incorporar criterios de Cambio Climático en las obras de infraestructura de puentes y obras de paso se deberá analizar desde las etapas iniciales de pre-factibilidad y planificación, además, debe ir acompañada de una adecuada gestión de riesgo de desastre.

3.2 Visión y enfoque de los servicios de infraestructura

La visión de los servicios de infraestructura debe ser enfocada a lograr que los diseños de puentes y las obras de paso incorporen medidas de adaptación y mitigación al Cambio Climático. El enfoque es dirigido hacia lo siguiente:

- Adaptar los diseños a los impactos proyectados bajo un enfoque de blindaje preventivo, diseñando y construyendo infraestructura resiliente.
- Inclinarse por la construcción de obras de infraestructura con procesos a la baja en emisiones de carbono, por ejemplo, en la tipología de los materiales.
- Generar capacidades e institucionalidad en las áreas de adaptación ante efectos del cambio climático y mitigación para la gestión de riesgo.

3.3 Impactos del Cambio Climático en Puentes y Obras de Paso

La consideración del impacto del cambio climático en las infraestructuras de puentes y obras de paso está relacionada a los siguientes aspectos:

- Se impactan las obras por las condiciones de variabilidad climática, las cuales para su diseño requieren de información histórica e incorporar previsiones futuras. La adaptación impacta en un costo adicional de la obra, cuya rentabilidad económica deberá valorarse junto con los beneficios de esta. Por lo menos, en el diseño se espera tener en cuenta las condiciones climáticas (por ejemplo, el diseño del drenaje considera las previsiones de lluvia, el diseño de puentes incorpore las nuevas solicitudes de cargas por viento); sin embargo, debido a las condiciones de variabilidad climáticas actuales se requieren de la actualización de registros meteorológicos del pasado (por ejemplo, las series de los últimos 20 - 30 años) e incorporando adicionalmente las previsiones futuras, con las estimaciones de la incidencia del cambio climático, además de los registros obtenidos durante los eventos extremos.
- En el análisis del riesgo producto de la vulnerabilidad debe considerarse desde una perspectiva general, teniendo en cuenta la localización de la obra, su importancia, la vida útil, su funcionalidad, el estado de conservación, la población afectada, el valor patrimonial y la accesibilidad.
- El impacto de las medidas de adaptación deben ser objeto de un análisis costo-beneficio, de manera que se establezcan parámetros de vulnerabilidad según la importancia de la obra, garantizando la seguridad. La adaptación a las nuevas condiciones requerirá, en la mayor parte de los casos, un costo adicional, cuya rentabilidad económica deberá valorarse junto con los beneficios obtenidos de la reducción de los impactos.
- El impacto hacia una obra segura y duradera debe garantizar que la población que reside en zonas de menor accesibilidad no quede aislada de los servicios básicos durante períodos prolongados.

3.4 Consideraciones para la adaptación en puentes y obras de paso

La adaptación es con el objetivo específico de adaptar los diseños a los impactos proyectados por efecto del cambio climático, bajo un enfoque de blindaje preventivo que contribuya a diseñar y construir infraestructura resiliente. La acción a seguir busca generar cambios metodológicos para incorporar la gestión del riesgo futuro en la evaluación, diseño y planificación de la infraestructura con una serie de acciones:

- Incorporar cambios metodológicos en la evaluación económica de obras con perspectivas de largo plazo.
- Incorporación de cambios metodológicos en la etapa de desarrollo de obras en zonas costeras y en las etapas de diseño de obras asociadas a conectividad y de protección del territorio que se pueden ver afectadas por eventos extremos.
- La línea de acción requiere monitoreo de amenazas para generar mejoras en la observación.
- Se deberá evaluar la vulnerabilidad de la infraestructura con énfasis en las obras de paso, sus drenajes, e incluyendo, donde corresponda, la infraestructura costera.

Respecto a la Adaptación al Cambio Climático, a continuación, se presentan algunas recomendaciones sobre los criterios de diseño de puentes y obras de paso, las cuales han sido elaboradas sobre la base de los "Lineamientos Básicos de Adaptación al Cambio Climático en el Diseño de Puentes en El Salvador", (2012), desarrollado por expertos japoneses y técnicos de DACGER, bajo el contexto del proyecto GENSAI I.

3.4.1 Consideraciones Hidráulicas e Hidrológicas

Se recomienda aplicar lo indicado en el **Manual Centroamericano de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura vial en Centroamérica**, (2021), capítulo 4, numeral 4.4.7, Consideraciones al Cambio Climático, en el cual se presentan las recomendaciones sobre los lineamientos hidráulicos e hidrológicos como criterios de diseño para puentes y obras de paso.

3.4.2 Consideraciones Estructurales

A. Vida Útil.

A1. El puente se recomienda debe ser proyectado y diseñado considerando:

a) Vida útil de 100 años.

b) Los tiempos de servicio recomendados para los diversos componentes son:
   - Superficie del pavimento: 5 – 25 años.
   - Drenaje superficial: 10 años.
   - Protección contra la corrosión (elementos metálicos): 2 – 5 años.
   - Protección contra la corrosión (elementos de concreto): 10 – 25 años.

B. Superestructura.

B1. La superestructura del puente debe colocarse, siempre que sea posible, a una elevación superior a la de las zonas de aproximación de la carretera, lo que permite que el agua sobrepase los terraplenes de acceso de forma que se alivien las fuerzas hidráulicas sobre el puente. Esto es particularmente importante en corrientes que arrastran gran cantidad de desechos, y que obstruyen el paso del agua por debajo de la superestructura.

B2. La superestructura debe anclarse a la subestructura con un sistema tipo pasador, en el caso que se presenten cargas de arrastre, empuje, impacto o fuerzas por flotación, como producto de un incremento del nivel de las aguas del río que sobrepasen el nivel de rasante del puente.

C. Subestructura.

El pilar es la estructura ubicada entre los estribos de un puente con dos o más vanos, y soporta la superestructura y transmite la carga a la cimentación. No están sujetos a la presión del suelo como los estribos. En la Figura 3.1 se presentan algunos tipos de pilares instalados en ríos.

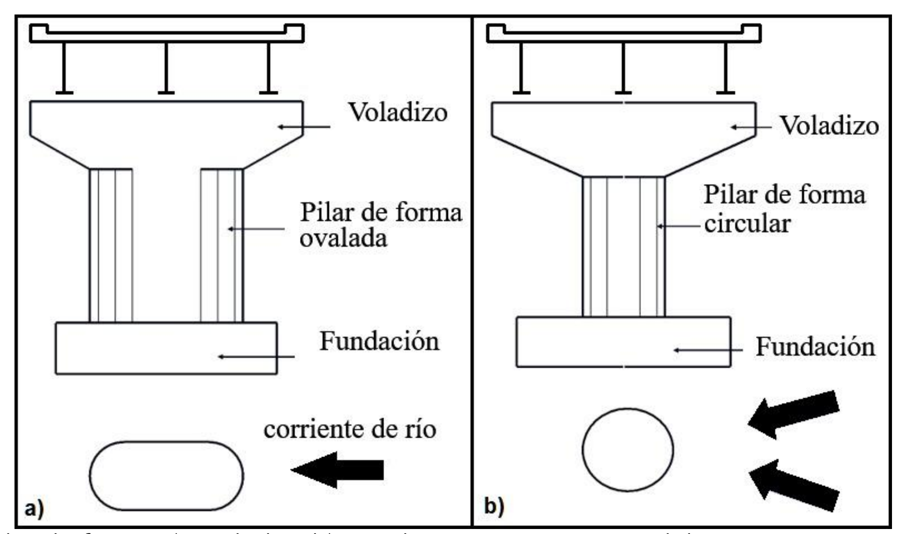


Figura 3 1 Pilar de forma a) ovalada y b) circular. Fuente: Cortesía del proyecto GENSAI.

C1. Para las cimentaciones de apoyos intermedios y estribos, se recomienda analizar el uso de cimentaciones profundas (pilotes), sobre todo cuando el suelo tiende a ser muy fino, con poca cohesión, o muy saturado.

C2. Considerar en el diseño de elementos de la subestructura de un puente (estribos, pilas, y sus respectivas cimentaciones) el efecto de cargas de arrastre, empuje e impacto.

C3. Para los apoyos intermedios, se recomienda generar las protecciones necesarias según el tipo de flujo que se tenga durante crecidas máximas y en su curso normal.

C4. Para la posición y orientación de apoyos intermedios, éstos deben alinearse en dirección del flujo del río y deberán tener una forma hidrodinámica, con el fin de reducir cualquier efecto de socavación que el flujo produzca sobre estos elementos en sus bases. Deben evaluarse las ventajas hidráulicas de las pilas con secciones circulares, con esquinas redondeadas o achaflanadas, o del tipo cabeza de diamante, especialmente si se prevén modelos de flujo complejos durante las crecidas del río.

C5. Los estribos deben diseñarse como mínimo para resistir socavación por contracción y a largo plazo. Siempre que sea posible, se recomienda el uso de estribos con pendiente hacia el cauce.

C6. El puente debe ser diseñado para resistir los efectos de socavación producidos por el caudal de diseño, por lo tanto, la cimentación de las estructuras debe quedar por debajo de la profundidad de socavación total.

C7. El diseño de pilotes se debe considerar la longitud expuesta debido a la socavación de una crecida con un período de retorno del proyecto. Los pilotes deben ser diseñados considerando la restricción lateral y la acción de columna debido al incremento de la longitud del pilote sin soporte después que la socavación ha ocurrido.

C8. Las cimentaciones de las pilas en la zona de inundación deben ser diseñadas a la misma elevación de las cimentaciones de las pilas en el cauce principal, dado que existe la probabilidad de que el curso de agua se desplace durante la vida útil de la obra.

3.4.3 Consideraciones no estructurales

Existen medidas no estructurales que permiten contrarrestar los efectos del cambio climático y entre las recomendadas para el diseño y construcción de puentes y obras de paso se encuentran las siguientes:

- Creación o actualización de normativa para el diseño de puentes.
- Manuales de lineamiento para la adaptación al cambio climático para puentes rurales y costeros. Ordenamiento territorial, a través de límites de construcción, por el cambio de uso de suelos en las márgenes de ríos y detener el desarrollo en áreas aluviales.
- Sistemas de alerta temprana por inundación.
- Incorporar impactos previstos del cambio climático en los planes de gestión de riesgo.
- Bosques de galería en márgenes de ríos.
- Manuales para la socavación en puentes.
- Iluminación de estructuras de puentes utilizando energía solar a través de la incorporación de paneles solares.

3.5 Consideraciones para la Mitigación o Reducción de Gases de Efecto Invernadero (GEI)

El Panel Intergubernamental del Cambio Climático (IPCC) define la mitigación como el conjunto de medidas para contrarrestar o minimizar los impactos negativos de algunas acciones antropogénicas.

Por su parte, en la construcción de puentes y obras de paso se deberá buscar en su proceso constructivo la incorporación de la eficiencia energética y el confort ambiental en la obra a ejecutar, debiendo existir la reducción de GEI en la maquinaria que se utilice

en el proceso constructivo por lo que se deben tomar medidas para desarrollar obras que minimicen la contaminación en general y, especialmente la generación de CO_2 u otros gases equivalentes, causantes en parte del cambio climático. Se debe desarrollar una ingeniería que neutralice dichos gases, los absorba e incluso los reduzca, para lo cual se pueden realizar una serie de medidas para avanzar hacia la construcción de las obras de infraestructura con baja emisión de productos del carbono. Para la mitigación en la construcción de infraestructura se recomienda:

- Incorporación de Energías Renovables No Convencionales en el desarrollo de infraestructura.
- Incorporación de eficiencia energética y confort ambiental.
- Gestión de la huella de carbono en las obras.
- Reducción de los GEI en el uso de materiales para la construcción, maquinaria y equipo.

Es recomendable proceder a la contabilidad de reducción de los GEI para lo cual se deberá contar con una plataforma que permita medir y contabilizar su reducción, para lo cual se tiene que gestionar en paralelo con el desarrollo de la gestión del conocimiento.


Puente El Jute - El Salvador
CAPÍTULO 4
PLANIFICACIÓN

El proceso de planificación para obras de puentes y obras de paso vial conlleva una serie de actividades consecutivas o interrelacionadas que promoverán el adecuado desarrollo de este tipo de obras. Entre éstas se debe tener en cuenta la coordinación entre las diferentes unidades técnicas y de planificación de la institución, así como con otras instituciones u organismos involucrados en el proyecto, ya que esto permitirá la identificación de los permisos necesarios para la ejecución de los trabajos y establecimiento de contacto con las instituciones que los otorgan. Este intercambio de información identifica la existencia de otros planes a ejecutarse en la zona en la que se desarrollará la obra, lo cual evitaría traslape de proyectos en puntos similares.

En la etapa de planificación se requerirá de la participación de diferentes especialistas en las temáticas relacionadas a geología, topografía, hidrología e hidráulica, estudios de tráfico, ambiente y análisis de riesgo a efecto de garantizar la debida inclusión de los diversos elementos técnicos, sociales y ambientales que pueden afectar la seguridad y funcionalidad de la estructura, así como también la revisión de las posibles implicaciones legales contemplados en las leyes vigentes de cada país.

La AASHTO sugiere que, en la etapa de planificación se debe tener en cuenta la elaboración de alternativas, tomando en cuenta las condiciones particulares del sitio, la preparación de modelos matemáticos, la previsión del crecimiento económico y demográfico en la zona del proyecto, el desarrollo y evaluación de alternativas de transporte, la definición de la mejor alternativa y la reevaluación del proceso de planificación, como una función continua.

Uno de los elementos críticos para la elaboración de alternativas durante la fase de planificación es el componente hidráulico, cuyo estudio es fundamental para el buen desarrollo de la obra y requerirá realizar el inventario de cuencas, humedales, redes de abastecimiento, redes de drenaje existentes, diques, puentes y eventos históricos relacionados al flujo de agua, lo que permitirá elaborar los estudios hidráulicos durante la etapa de diseño.

Como consecuencia, pese a que los pasos recomendados para definir las alternativas de puentes dependerán de las condiciones particulares de cada proyecto, de forma general deben considerarse los siguientes: los requisitos que debe cumplir el puente, el tipo de carretera en la que brindará servicio, opciones de trazados del eje del puente, las luces que deberán salvarse con la estructura, las condiciones hidrológicas e hidráulicas, las proyecciones de desarrollo en el uso del suelo, condiciones que puedan limitar su cimentación y los temas ambientales en términos de minimizar los impactos, entre otras, asegurando así la idoneidad del emplazamiento a partir de una serie de alternativas que puedan ofrecerse para resolver la problemática de conectividad vial.

Lo anterior permitirá elaborar el perfil para cada alternativa de trazado del puente, con el detalle necesario para estimar los costos y determinar la viabilidad de la construcción de cada una, completando así un proceso de pre factibilidad de alternativas a efecto de establecer cuáles son más convenientes para su ejecución, sobre las que se deberán realizar mayores estudios que permitan llegar a establecer su factibilidad técnica,

económica, social y ambiental, las cuales sirven para definir la mejor alternativa de ubicación del puente, resaltando sus principales ventajas en comparación con sus posibles desventajas en relación a las alternativas estudiadas, facilitando así la toma de decisiones para el posterior diseño y ejecución del proyecto.

Debido a que los puentes generalmente son obras complejas, la fase de planificación es un proceso fundamental que debe ser cuidadosamente desarrollado para lograr una obra adecuada, por lo que antes de elaborar el proyecto definitivo se debe realizar un análisis de los siguientes aspectos:

- Localización o ubicación de la estructura.
- Luz y tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad, funcionalidad y aspectos ambientales y paisajísticos.
- Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, subestructura, cauce de la corriente y cimentaciones.
- Obras de arte y complementarias.
- Forma geométrica y dimensiones necesarias para el funcionamiento.

Por lo anterior es recomendable incorporar en la planificación el análisis de los escenarios que permitan evaluar la peligrosidad en la zona de influencia directa e indirecta de los proyectos de infraestructura vial.

4.1 Zona del proyecto

Para lograr el emplazamiento idóneo de un puente deben estudiarse varias alternativas, tomando en cuenta estudio de tráfico, alineamiento de la vía, alineamiento de la rasante, tipo de terreno, facilidades de construcción, conservación, diseño de la obra, lo que demandará la realización de diversos estudios e investigaciones preliminares que lleven a establecer alternativas de proyectos en sitios adecuados.

Generalmente, la ubicación de un puente en vías urbanas es forzada y obedece al comportamiento del tránsito. En cambio, la localización en zonas rurales está determinada por el tipo de terreno, el tráfico y en el caso de estar sobre un río se debe tener en cuenta también el comportamiento del cauce.

Una vez identificada la alternativa de la ubicación de estructura, es necesario conocer con mayor exactitud las características del terreno y el comportamiento del río en la zona del proyecto. Para esto, en la planificación, deben efectuarse los estudios previos de la zona escogida.

Debido a que los colapsos más comunes de puentes son causados por avenidas, es importante prestar atención a los principales criterios hidráulicos para definir la mejor ubicación el puente, tal como lo destaca Martín Vide (1997):

- Una característica fundamental del lugar para la colocación del puente u obra de paso es su estabilidad fluvial, es decir, la garantía que el río no modifique su sección con efectos negativos para la infraestructura.

- La ubicación de un puente en lugar inestable puede obligar a realizar obras de encauzamiento importantes para estabilizarlo. En ocasiones estas obras son imprescindibles pues la falta de estabilidad es extensa y general. En vías que cruzan un delta o una llanura o abanico aluvial es preferible situar el puente aguas arriba.
- Los lugares de cauce estrecho ofrecen la ubicación del puente más económica. Por otro lado, cauces múltiples tienen mayor longitud y suelen presentar menor estabilidad. Además, picos de caudal pueden ocurrir simultáneamente en la confluencia de los ríos y hacer la corriente menos estable, especialmente en cuencas pequeñas. Lo que implicaría que el alineamiento de la estructura deba ser cuidadosamente analizado. Por otra parte, los lugares de cauce relativamente rectilíneo son preferibles a las curvas, debido a la tendencia a la erosión lateral y la erosión del fondo en el estado exterior de la curva, excepto en orillas muy resistentes.

Como consecuencia, el conocimiento del río desde el ámbito hidrológico, hidráulico y morfológico es muy útil en el estudio de la estabilidad necesaria de un puente. Pero no es suficiente, también hay que conocer si en el futuro se proyectan obras o actuaciones que puedan modificar la estabilidad; como puede ser la construcción de una presa aguas arriba o la extracción de material de fondo pueden cambiar drásticamente el comportamiento del cauce.

Tras la ubicación del puente, la siguiente cuestión geométrica con implicación hidráulica es la alineación de la vía con respecto al río. En primer lugar, no hay razón para exigir que el cruce sea perpendicular al río en lugar de oblicuo, siempre que esta última alineación esté fundamentada por buenas razones de trazado de la vía (ver Figura 4.1).

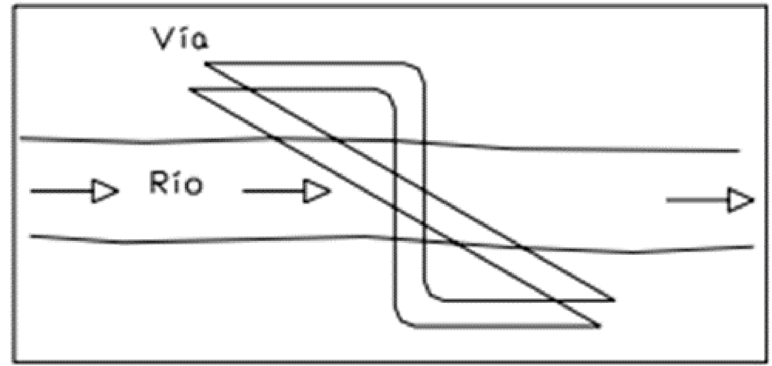


Figura 4. 1 Alineación de la vía con respecto al río.
Fuente: Manrique, E., 2004.

Una vez aceptadas la posibilidad de uso de las alineaciones oblicuas, hay que advertir de algunos problemas que están asociados:

Las pilas, cimentaciones, estribos y otros elementos de la sección mojada del puente deben estar correctamente alineados con la corriente, de ningún modo según la alineación propia del puente, por más que esto signifique una complicación estructural o constructiva (ver Figura 4.2), ya que si la orientación de las pilas es paralela a la dirección del río se reducen o evitan problemas de socavación.

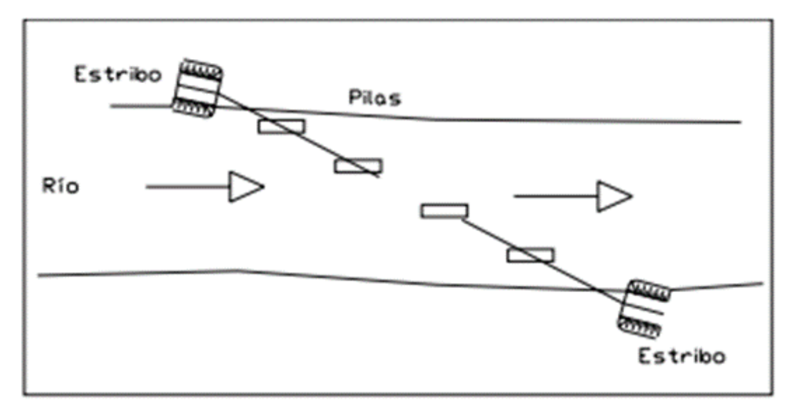


Figura 4. 2 Alineación de pilas y estribos según la corriente.
Fuente: Manrique, E., 2004.

Una alineación muy oblicua, casi paralela al río puede ocasionar tal concentración de obstáculos en el cauce que pueden llegar a obstruirlo. Este problema es más frecuente cuanto más importante es la vía y cuanto menos importante es el cauce (un arroyo), pues la vía impone su trazado desconsiderando el carácter específico del cauce (ver Figura 4.3).

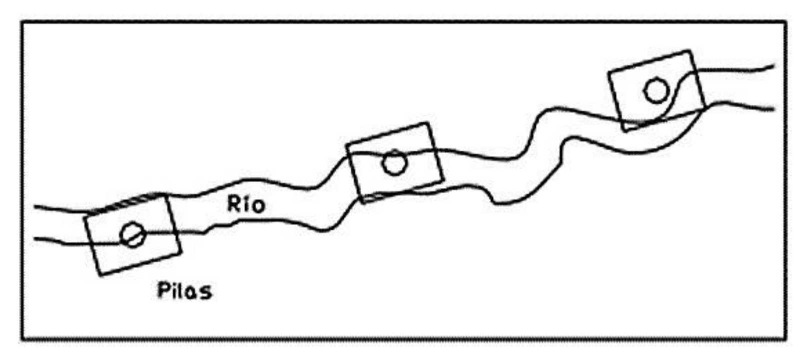


Figura 4. 3 Vía alineada casi en paralelo con el curso de agua.
Fuente: Manrique, E., 2004.

Definida la ubicación se deben realizar los siguientes estudios previos:

- **Recopilación de información:** Se debe recopilar los informes técnicos sobre los comportamientos de los puentes existentes sobre el mismo cauce en cercanías al emplazamiento escogido, mapas, fotografías aéreas, datos pluviométricos e hidráulicos, así como lecturas de niveles de río. De igual forma es importante verificar en la zona de estudio la presencia de presas con embalses aguas arriba de la ubicación del puente, por posibles condiciones de ruptura del dique, así como aguas abajo por el efecto del remanso de agua embalsada.
- **Estudio Topográfico:** Debe hacerse un estudio del lugar donde deben incluirse las vías de acceso, determinando curvas de nivel y perfiles de la vía tomados por el eje y por los extremos de la calzada, alineamiento del cauce aguas arriba y aguas abajo con los

niveles de agua observados, para el cual se recomienda utilizar los criterios definidos en el numeral 4.2.3 del **Manual Centroamericano de Gestión del Riesgo en Puentes, SIECA 2010.**

- **Estudio de la cuenca hidrográfica:** Los alcances para dichos estudios se presentan en el **Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura vial en Centroamérica,** SIECA 2021, numeral 4.2, Características físicas de la cuenca, del drenaje y del cauce principal.

- **Estudios Geofísicos:** los métodos geofísicos y sus aplicaciones son diversos. Como parte de los estudios previos para valorar las condiciones generales del emplazamiento de un puente puede hacerse uso de los métodos eléctricos que permiten identificar la presencia del nivel freático bajo la zona de estudio. Complementariamente, se puede hacer uso del método de refracción sísmica que permite definir el lecho de fundación y su variación en profundidad.

- **Estudio de identificación de fallas:** Las fallas deben ser debidamente identificadas por su capacidad de generar futuros deslizamientos o permitir el desarrollo de procesos de licuefacción en determinadas áreas que afecten la estructura del puente. Para identificar las fallas existen indicadores directos como el caso de desplazamientos, que aseguran la presencia de actividad tectónica; las estrías, que se identifican como líneas finas arriba de un plano de falla que además muestran la orientación del desplazamiento; los arrastres, que muestran una deformación plástica de la roca hacia el plano de falla; brechas de falla, que se comporta morfológicamente como una depresión debido a la ruptura de rocas de menor dureza.

- **Estudio de peligrosidad sísmica:** A través de éste se podrá definir el nivel (alto, medio o bajo) de peligrosidad sísmica de la zona de emplazamiento, así como el origen de la misma, es decir si es de origen geológico o volcánico. De igual forma se deberán establecer los valores máximos esperados de aceleración del terreno, expresados como un porcentaje de la aceleración de la gravedad. Como parte de este estudio se debe evidenciar por inspección visual o documental la ocurrencia de importantes daños que en el territorio donde se ubica el proyecto, tales como asentamientos, hundimientos y agrietamientos debido a la actividad sísmica.

- **Estudios de suelo y geotécnicos:** El objetivo primordial de estos estudios es determinar la erosión y los parámetros de suelo, con el fin de establecer el tipo cimentación y garantizar la estabilidad de la obra. Como resultado de los estudios geotécnicos, se deben dar los parámetros necesarios que intervienen en el análisis dinámico y diseño sismo-resistente de la estructura.

Definida la ubicación y realizados los estudios preliminares, es posible conocer la sección hidráulica, la velocidad de la corriente, el gasto mínimo y el gasto máximo en el sitio del emplazamiento durante la vida útil de la estructura. A partir de estos resultados, y tomando en cuenta que un puente puede estar formado por dos unidades, la estructura y las obras de tierra de aproximación (terraplenes), se deberá definir la luz de la estructura

tomando en cuenta que la estructura es la unidad más cara y los terraplenes son la unidad de menor costo.

Por una parte, si se disminuye moderadamente el ancho del río no necesariamente se resta capacidad hidráulica (ver Figura 4.4), ya que el efecto global es una sobre elevación del nivel antes del puente (remanso producido por el puente) y en este caso el caudal de agua pasa por igual abajo del puente, pero con una velocidad media mayor en la sección.

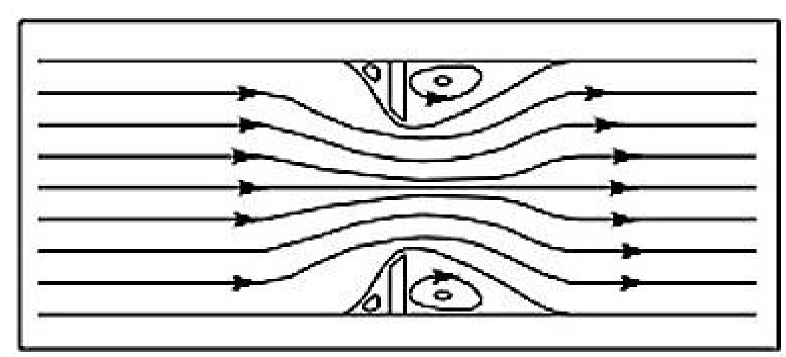


Figura 4. 4 Características hidráulicas del flujo bajo un puente en régimen lento.
Fuente: Manrique, E., 2004.

Por otra parte, además del efecto de sobre elevación y del aumento de velocidad, por la reducción de anchura se puede generar o acelerar el proceso de socavación como una consecuencia del remanso. En este sentido, es importante que se defina adecuadamente la cantidad y la ubicación óptima de apoyos sobre el cauce, de forma que, aunque se genere el estrechamiento no se produzca un efecto de remanso que sea capaz de generar daños excesivos en los estribos o en las pilas a causa de la socavación.

Tomando en cuenta los efectos de sobreelevación y erosión, la estructura óptima en términos de seguridad, economía y funcionalidad considera que cuanto mayor es la longitud de terraplén y menor la longitud de la estructura, la obra de paso será más barata, pero más caros los efectos y cuanto más larga es la estructura y más corto es el terraplén, la obra del puente es más cara pero sus efectos nocivos son menos costosos.

La problemática de reducción del ancho requiere un estudio especial en ríos con cauce principal y llanuras de inundación bien diferenciadas, ya que el puente sería extremadamente antieconómico si fuese necesario salvar todo o parte de la anchura de la llanura mediante una estructura, por lo que la ocupación de parte de la llanura con terraplenes es inevitable. En esta situación se puede distinguir el caso en que el cauce principal representara casi toda la capacidad de desagüe del río (porque la avenida de proyecto desbordase muy poco) de un segundo caso en que las llanuras de inundación contribuyan sensiblemente con la evacuación de los caudales. En el primer caso la llanura sirve más bien como un almacenamiento temporal de agua y la discusión sobre la anchura se aplicarán a la luz de la estructura sobre el cauce principal. En el segundo caso, una solución técnica y económica consiste en un vano secundario en la llanura (ver Figura 4.5), llamado también vano de alivio. El objetivo del vano de alivio es colaborar al desagüe, en particular a dar paso al caudal circulante en avenida por la llanura. Con ello contribuye

a reducir la sobreelevación aguas arriba y la erosión del cauce principal. Una vez determinada la luz total de la obra se debe elegir el sistema estructural a emplear.

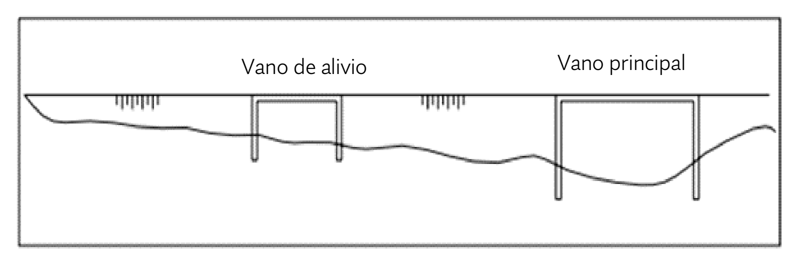


Figura 4. 5 Vano principal y vano de alivio.
Fuente: Manrique, E., 2004.

Para la evaluación de emplazamiento de puentes se recomienda utilizar la metodología recomendada en el capítulo 5 del **Manual Centroamericano de Gestión del Riesgo en Puentes, SIECA 2010.**

4.2 Área de influencia

El concepto de área de influencia está relacionado con el espacio físico que genera o puede recibir los impactos, producto de una determinada actividad, obra o proyecto de manera directa e indirecta. El área de influencia, además de delimitar geográficamente la zona de estudio, también determina el marco de referencia donde se identifican las características físicas, ambientales y sociales preexistentes a la ejecución de las obras que pueden afectar o ser afectadas por el desarrollo de la obra.

Los criterios para la delimitación del área de influencia de un puente u obra de paso incluyen aspectos técnicos, vinculados a los diferentes componentes; aspectos de ocupación, relacionados a las diversas actividades temporales o permanentes que se ejecutarán mientras se realiza la construcción; de accesibilidad: referido a las vías de acceso (nuevas o existentes) para llegar al área del proyecto; de grupos de interés: los principales grupos de interés son las poblaciones y autoridades locales, e instituciones de gobierno de los distritos y comunidades comprometidas con el proyecto en el emplazamiento previsto.

Para las obras de paso, en muchas ocasiones el emplazamiento estará previamente definido a consecuencia del trazado de la ruta, dejando poco margen para su ubicación ideal, aunque también pueden darse situaciones en que la ubicación del puente condicione el trazado general de la vía. Cualquiera sea el caso, el puente u obra de paso permitirá salvar un obstáculo en la ruta. En el caso más complejo el obstáculo se asocia a un cuerpo de agua que fluye, por lo que estudiar las condiciones hidrológicas, hidráulicas y morfológicas de toda el área de influencia de ese cauce es fundamental para asegurar que la obra cumpla con la función prevista de forma segura y eficiente a lo largo de su vida útil.

4.3 Estudio de tráfico

El tráfico diario en los puentes aumenta con el paso del tiempo debido al desarrollo urbanístico, por eso es vital encontrar un modo de proyectar adecuadamente las condiciones de carga a futuro, a lo largo de la vida útil del puente, lo que asegure la protección de las estructuras ante posibles fallas y daños ocasionados por el aumento del tráfico. Esto puede hacerse mejorando la capacidad del puente para que se ajuste al flujo de tráfico o modificando los mínimos autorizados con respecto a la circulación como la limitación de la velocidad de circulación de los vehículos y el aumento de la distancia segura. En ambos casos, se debe llevar a cabo una buena estimación del flujo de tráfico y del efecto que este tiene en la infraestructura.

Para entender los problemas de tránsito y llegar a la formulación de diseños adecuados a las necesidades actuales y futuras, es necesario conocer la relación entre la demanda del tránsito vehicular y la oferta para la circulación vial. La demanda vehicular es la cantidad de vehículos que requieren desplazarse por un determinado sitio y la oferta representa la cantidad máxima de vehículos desplazables en la vía.

Cuando la demanda vehicular es menor que la oferta vial, el flujo será no saturado y los niveles de operación variarán de excelentes a aceptables, pero si la demanda vehicular es mayor que la oferta vial, el flujo del tráfico vehicular será forzado, presentándose detenciones frecuentes y demoras, lo cual es lo no deseable.

El desarrollo de un estudio de tráfico tiene por objeto conocer el volumen de este, sus características, origen, destino y control de velocidad vehicular para evaluar la viabilidad del proyecto y la determinación de las características del diseño. El proceso metodológico de dicho estudio debe considerar la recopilación de información, el procesamiento, los análisis y las proyecciones.

4.4 Justificación del proyecto

La infraestructura vial constituye una base esencial para el funcionamiento de las economías nacionales y regionales, a la vez que genera una gran cantidad de beneficios económicos y sociales, ya que desde su planificación determinan el sentido del crecimiento, fomentando el desarrollo demográfico y económico. Muchos son los beneficios económicos que generan las obras viales, el primero y más evidente es el poner en contacto a consumidores y productores, dándole la oportunidad a los primeros al acceso a productos en mayor cantidad y calidad; y a los segundos, al crecimiento de los sectores productivos, además de aumentar el empleo. Socialmente, la conectividad del territorio promueve la industria de la construcción, la cual se desempeña como un gran promotor de la generación de empleos, particularmente en ocupaciones temporales. Los desarrollos urbanos tienden a localizarse en las zonas más accesibles.

Los puentes constituyen, a nivel de la región centroamericana, un valor cercano al 30% de las inversiones globales de la infraestructura vial (Aquino, et al, 2004) y son elementos esenciales para el tráfico diario y seguro. Actualmente la industria de la construcción de puentes utiliza tecnología, métodos, materiales, maquinaria y equipo más sofisticado que facilitan su construcción. A nivel centroamericano, la demanda de vías y puentes es una

necesidad que va en aumento, ya que cualquier afectación sobre el trazado vial que dificulte el tránsito o provoque su inhabilitación también afecta la dinámica económica y social de la región, la que en los últimos años ha demostrado ser vulnerable ante las amenazas naturales, afectando su dinámica social y económica debido a daños en muchos de sus puentes, obras de paso y carreteras.

Los principales motivos por los cuales se lleva a cabo su construcción o reemplazo son los siguientes:

- Necesidad de conectar dos o más poblados o ciudades: en muchas ocasiones.
- Obligatoriedad de salvar obstáculos en un trazado vial.
- Aumento de la población y los consecuentes requerimientos sociales.
- Demanda del crecimiento económico y del desarrollo.
- Sustitución de aquellos que han sido destruidos por eventos sísmicos, hidrometeorológicos extremos, así como aquellos ocasionados por cargas accidentales o atentados.

En general, la demanda de un puente, o de su reemplazo, puede ser el resultado de uno o varios de los factores antes mencionados pero que, como resultado final, pretenden llevar a cabo una mejora en las condiciones de vida de la población, ya que con estas obras se promueve el comercio, se facilita el acceso a la salud y a la educación, se asegura la conectividad regional y se facilita el desarrollo de acciones específicas para la reducción de la pobreza. Por tanto, la justificación de un proyecto demanda un análisis de población beneficiada, un estudio del impacto del proyecto en el desarrollo socio económico de la zona, un análisis de costo beneficio de la implementación del proyecto y una comparativa de las ventajas y desventajas con otros proyectos, para priorizar el desarrollo de un proyecto sobre otro.

Una vez definido el proyecto a ejecutar, es importante tener en cuenta que su ejecución demandará procesos constructivos que garanticen durabilidad, seguridad y el menor costo posible, así como la mitigación de impactos adversos en el ambiente, siempre en el marco del cumplimiento de los estándares de calidad y funcionalidad de las normativas aplicables.


Puente San Antonio - El Salvador

CAPÍTULO 5
GENERALIDADES DE PUENTES

En el presente capítulo se abordan los términos generales y conceptos básicos, iniciando con los materiales utilizados para la construcción de puentes, sus componentes, las tipologías comunes y la justificación del tipo de puente.

5.1 Materiales utilizados

Entre los materiales más comunes destacan:

- **Concreto reforzado:** también denominado concreto u hormigón armado, es un material compuesto que resulta de la incorporación de acero en la masa del concreto. Cuenta con estructura metálica interna entre las que destacan las reforzadas con barras de acero, las de malla electrosoldada y las reforzadas con fibras.
- **Concreto presforzado:** este tipo de concreto se utiliza cuando se introducen esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado. En el concreto presforzado existen dos categorías: pretensado o postensado.
- **Mampostería:** sistema tradicional de construcción que consiste en edificar puentes y obras de paso mediante la colocación de los elementos o los materiales que los componen, los cuales pueden ser ladrillos, bloques de cemento, piedras talladas, entre otros. La resistencia de la mampostería depende principalmente del material y en menor grado de la del mortero.
- **Acero estructural:** consiste en una aleación de hierro, carbono y otros elementos como silicio, fosforo, azufre y oxígeno, en pequeñas cantidades que le aportan al acero ciertas propiedades de alta resistencia, homogeneidad en la calidad y fiabilidad, alta ductilidad y resistente a la corrosión en condiciones normales.
- **Combinación de materiales:** Al combinar elementos de diferente tipo de material se pueden conseguir optimizaciones en los procesos constructivos, así como rapidez de ejecución. Por ejemplo, en un puente de vigas es eficiente combinar concreto presforzado (vigas), concreto reforzado (losas, riostras y cargaderos) y mampostería (estribos), dependiendo de las condiciones particulares de cada proyecto.

5.2 Partes de un puente

Los componentes esenciales son los mostrados en la Figura 5.1, donde se presentan los principales componentes de un puente tipo, entre los que destacan:

Superestructura: Está ubicada en la parte superior del puente. Se construye sobre apoyos e incluye todos los elementos estructurales que constituyen el tramo horizontal, que une y salva la distancia entre uno o más claros, está formada por: la losa, la estructura portante y cualquier otra configuración estructural permitida y funcional.

Subestructura: Son los componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal, está conformada por los estribos (bastiones) y las pilas centrales, siendo estas las que soportan las cargas que se encuentren en la parte superior y consiste en todos los elementos requeridos para soportar la superestructura. Los componentes básicos son:

a) **Estribos o bastiones:** Son una combinación de muro de retención y cimentación que soporta un extremo de la superestructura y que a la vez transmite las cargas al suelo de cimentación, sostiene el relleno de tierra y protege contra la erosión.

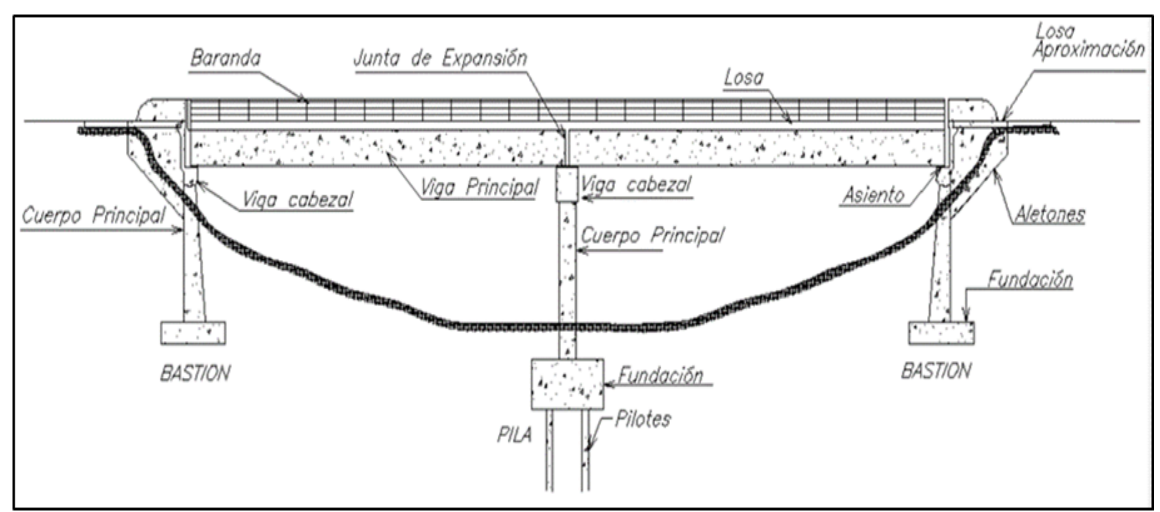


Figura 5.1 Partes de un puente. Fuente: MOPT Costa Rica, 2007, Manual de Inspección de Puentes.

b) **Pilas:** Son estructuras que brindan los apoyos intermedios y en alguno de los casos extremos del puente. En el caso de puentes de grandes luces, determinados apoyos intermedios reciben la denominación de pilones.

c) **Fundaciones:** Son las bases sobre las cuales se apoya, de forma adecuada y estable, la edificación sobre el terreno, pudiendo ser superficiales y profundas.

d) **Otros componentes:**
- Tramo: Parte del puente que sostienen bastiones o pilastras.
- Ménsula: Recurso arquitectónico para descargar el sobrepeso de bastiones y pilas.
- Relleno o ripio: Retenido por los estribos, sustituye materiales removidos y refuerza la resistencia de bastiones y pilastras.
- Asiento: Parte del bastión en el que descansa un tramo, y en el caso de las pilas los extremos de dos tramos diferentes.
- Losa de acceso: Superficie de rodamiento que se apoya en la ménsula.
- Luz: Distancia media entre las paredes internas de pilas o bastiones consecutivos.
- Losa: Base superior de rodaje que sirve además para repartir la carga hacia las vigas y los largueros.
- Viga trasversal: Armadura de conexión entre las vigas principales.
- Apoyos: Placas y ensamblajes diseñados para recibir, repartir y transmitir reacciones de la estructura.

5.3 Tipologías y esquemas

Los puentes en sus variados tipos y formas, han evolucionado dependiendo fundamentalmente del conocimiento de las características de los materiales y del

comportamiento de estos desde el punto de vista de la resistencia a los esfuerzos que son sometidos.

En la Tabla 5.1 siguiente se presentan algunas de las clasificaciones comúnmente utilizadas de manera global, recogiendo, en lo fundamental, aquellas que permitan tipificar los puentes más usados en la actualidad.

Tabla 5.1 Tipificación de puentes según su clasificación

Atendiendo a su utilización. • Pasarelas para cruce de peatones. • Puentes de carretera. • Puentes de ferrocarril. • Puentes de conducción de fluidos (líquidos o gases).	**Materiales constructivos.** • De madera. • De piedra. • De acero. • De hierro. • De concreto reforzado. • De concreto pretensado.	**Atendiendo a su estructura.** • Puentes de estructura isostática. • Puentes de estructura hiperestática.
Atendiendo a la tecnología constructiva empleada. • Puentes colados en el lugar. • Puentes con estructura prefabricada. • Puentes mixtos.	**Atendiendo al desarrollo de la estructura longitudinal.** • Puentes de tramo recto. • Puentes de arco. • Puentes colgantes.	**Puentes de tramo recto.** • Sencillo. • Múltiple. • Continuo. • Compensado. • Pórtico. • De ménsula. • De armadura.
Puentes de arco. • De losa superior. • De losa inferior. • De losa intermedia. • Atirantado. • De arco tímpano. • De arco con bielas.	**Puentes colgantes.** • De cable o tensores rectos. • De cables o tensores curvos.	**Atendiendo al desarrollo de la estructura transversal.** Se clasifican en: • Puentes de losa. • Puentes de viga-losa. • Puentes de sección cajón.

Fuente: Elaboración propia

5.3.1 Tipologías estructurales en puentes de concreto armado

a) Puente de losa presforzada

Es un tipo de puente con relativa facilidad de construcción. Consta de una placa consistente y continua, de sección rectangular, peralte constante; o bien con voladizos (Figura 5.2). Por su condición de apoyo simple se emplean en claros pequeños y medianos. Cuando el claro es más largo se modifica la losa a un tipo que contiene cavidades longitudinales para reducir el peso.

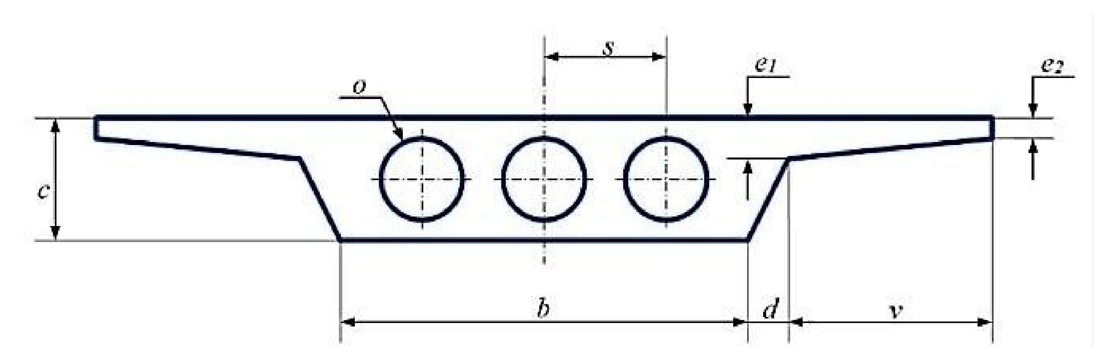


Figura 5.2 Sección transversal de losa presforzada.
Fuente: Yepes Díaz, 2009.

b) Puentes de vigas presforzadas

En este tipo de puentes la estructura primaria consiste en unidades de concreto precolado, en general vigas "I", o vigas "T" pretensadas o postensadas, las cuales a su vez pueden ser prefabricadas o coladas en el sitio. Se usan, generalmente, en claros cortos y medianos, donde el montaje de estas sea factible. Con el precolado es fácil mantener el control de calidad y producir concreto de mayor resistencia que el colado en obra. El encofrado es más sencillo y puede reducirse gran cantidad de obra falsa. Sin embargo, estas ventajas pueden quedar anuladas cuando el costo del transporte, manejo y montaje de las unidades excedan el costo de elaborarlas en el sitio. Se usan cuando se requieren varios vanos, porque mejoran la continuidad de la losa en los apoyos; cuando el acceso al proyecto no es adecuado para transportar elementos precolados; entonces se usa el postensado, y dependiendo de la tecnología se puede hacer las vigas lanzadas o coladas en el sitio, todo depende de las condiciones del proyecto en particular (Figura 5.3). Generalmente las vigas "I" y "T" se unen en la parte superior a una losa, en un colado monolítico de concreto para conformar una sola sección de trabajo con la losa, que puede ser armado o presforzada.



Figura 5.3 Puente de viga presforzada, río Acahuapa de San Vicente, El Salvador.
Fuente: http://civing.com, consultado 20/enero/2021.

c) Puentes atirantados

Los tirantes forman el sistema portante. Consta de tramos articulados y sostenidos por fuertes tirantes rectilíneos en ambos lados de las pilas. La losa se construye comúnmente con secciones prefabricadas pretensadas, de tal manera que el sistema resultante es colgante – presforzado. Se utilizan generalmente para claros largos. El puente del Atlántico en Panamá es un ejemplo de este tipo de puentes (Figura 5.4).

d) Puentes de viga cajón

La losa se forma a base de dovelas prefabricadas o coladas en el sitio. Su sección es una viga cajón del ancho del puente y con aleros salientes en su parte superior como se muestra en la Figura 5.5. Las vigas cajón prefabricadas, se utilizan en puentes con claros largos, sin embargo, son utilizados en claros pequeños cuando el peralte de la estructura se ha limitado severamente y cuando la geometría en planta del puente sea curva, donde los segmentos rectos no logren adaptarse a la forma (Figura 5.6). La utilización de vigas cajón favorece al ahorro de tiempo y por ende dinero, siempre que se cuente con el equipo necesario para el transporte, manejo e instalación de las piezas.



Figura 5.4 Puente atirantado del Atlántico, Panamá.
Fuente: Cortesía MOP Panamá.



Figura 5.5 Puente de viga cajón sobre rio varilla, en proceso de construcción, Costa Rica.
Fuente: Cortesía MOPT Costa Rica.



Figura 5.6 Puente de viga cajón Santa Fe, Nicaragua.
Fuente: https://mapio.net, consultado: 20/enero/2021.

e) Puentes de arco

Se desarrollan utilizando dovelas sucesivas que siguen la gruía de un arco soportado por tirantes anclados a elementos de sujeción como puede ser pilas secundarias para tal fin, o moldeados directamente desde el suelo como se muestra en la Figura 5.7. La geometría que adopta es parabólica, circular, elíptica o la combinación de ellas. Todas las formas, dependerán de las condiciones y magnitudes de las cargas a soportar, así como de las condiciones del terreno y el claro a salvar, dependerá del material el cual se construirá, pudiendo ser concreto reforzado, mampostería de piedra o ladrillo. Los apoyos en ambos extremos del arco son los estribos cuya función primordial es transmitir las cargas provenientes de la superestructura al suelo soportante. Las cargas que actúan sobre la subestructura son las reacciones provenientes del arco, las reacciones de los empujes sobre los estribos, y el peso propio de la subestructura.



Figura 5.7 Puente tipo arco, río Colorado, Costa Rica.
Fuente: Cortesía MOPT Costa Rica.

5.3.2 Tipologías estructurales en puentes de acero

Las tipologías estructurales son similares, tanto para concreto como acero, la única variación es la disponibilidad del material y dependiendo del lugar y sitio de la obra es conveniente usar un material u otro. Los procesos constructivos y el control de calidad son los que varían para un tipo de material y otro, así como la mano de obra calificada para ejecutar los procesos de unión entre los elementos. Las tipologías típicas de este tipo de puentes son las siguientes:

a) Puentes de viga

Están formados por elementos horizontales que se apoyan en sus extremos sobre soportes o pilares (Figura 5.8). Mientras que la fuerza que se transmite a través de los pilares es vertical y hacia abajo y, por lo tanto, éstos se ven sometidos a esfuerzos de compresión, las vigas o elementos horizontales tienden a flexionarse como consecuencia de las cargas que soportan. El esfuerzo de flexión supone una compresión en la zona superior de las vigas y una tracción en la exterior. Las vigas pueden ser de alma llena o tipo celosía, tanto colocada en la parte superior como inferior, dependiendo de la decisión del proyectista.



Figura 5.8 Puente de vigas, del Petén, Guatemala.
Fuente: https://revistaconstruir.com, consultado: 20/enero/2021.

b) Puentes de arco

Están constituidos básicamente por una sección curvada que en ciertas ocasiones el arco es el que soporta el puente sobre el que se circula, mediante una serie de soportes auxiliares, mientras que en otras de él es del que pende la losa mediante la utilización de tirantes. La sección curvada del puente está siempre sometida a esfuerzos de compresión, igual que los soportes, tanto del arco como los auxiliares que lo sustentan (Figura 5.9).



Figura 5.9 Puente de arco de Las Américas, Panamá.
Fuente: Cortesía MOP Panamá.

c) Puentes colgantes

Están formados por una losa por el que se circula, que pende, mediante un gran número de tirantes, de dos grandes cables que forman iguales catenarias y que están anclados en los extremos del puente y sujetos por grandes torres. Con excepción de las torres o pilares que soportan los grandes cables portantes y que están sometidos a esfuerzos de compresión, los demás elementos del puente, es decir, cables y tirantes están sometidos a esfuerzos de tracción. El puente Choluteca, Honduras es un ejemplo de este tipo de puentes (Figura 5.10).



Figura 5.10 Puente colgante Choluteca, Honduras.
Fuente: mapio.net, consultado: 21/enero/2021.

5.3.3 Tipologías según la longitud del puente

Con respecto a las distintas tipologías en función a la longitud que se busca cubrir en un puente u obra de paso, esta debe ser analizada por un equipo multidisciplinario que establezca la viabilidad técnica y económica. A manera de referencia se presenta en la Figura 5.11 el resultado del análisis realizado por José Agudelo, cofundador de estructurando.net, quien basado en los lineamientos de "Obras de Paso de Nueva Construcción - Conceptos Generales, primera edición de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, Madrid 2000", establece los rangos de utilización más frecuente para los tipos de obras de paso, la cual se presenta para fines ilustrativos.

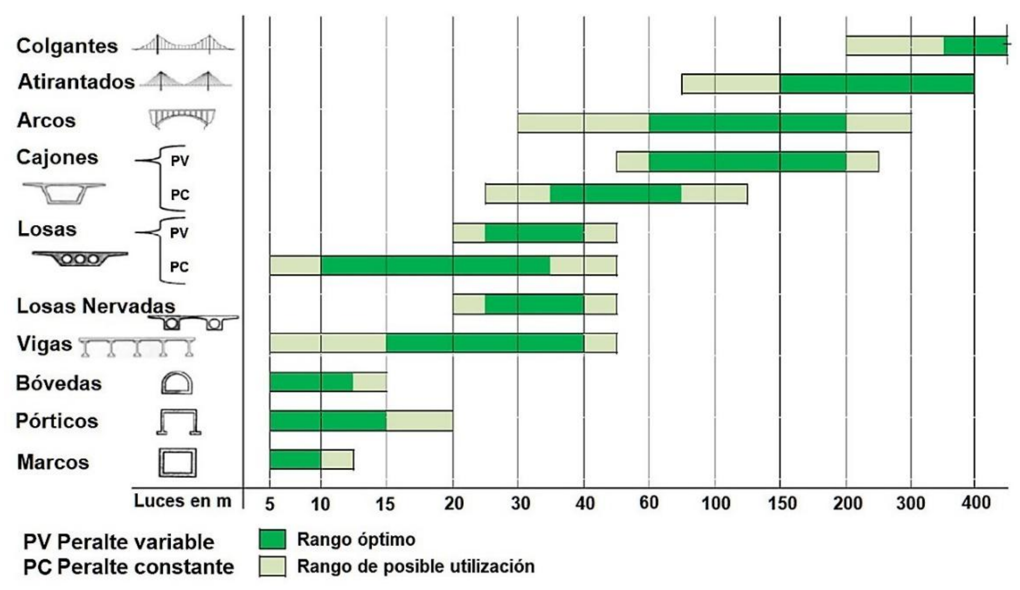


Figura 5.11 Tipología de puente según longitud.
Fuente: José Agudelo, Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, Obras de Paso de Nueva Construcción, España 2000.

5.3.4 Otras tipologías

Dado que cada obra se debe tratar como un proyecto en particular, es decisión del especialista o proyectista definir la tipología que adecuadamente convenga siempre que cumpla con los requerimientos de cargas aplicadas, seguridad, costo y funcionalidad del entorno. Por lo tanto, es responsabilidad definir cuál tipología va a usar para el proyecto en particular, del cual debe realizarse el modelo de cálculo matemático y corroborar esfuerzos, deformaciones, entre otros, para poder así dar por válido la tipología propuesta. Como alternativa se menciona un puente tipo arco – tirante, denominado Bowstring (Figura 5.12).



Figura 5.12 Puente tipo Bowstring, río Torola, El Salvador
Fuente: tomada de civingpresingblog.files.wordpress.com, consultado: 17/junio/2021.

En la figura anterior se puede ver la diferencia entre las distribuciones de fuerzas entre un arco y un puente arco - tirante, generando muchas ventajas ya que hace una combinación de compresión en la cuerda del arco y el cordón inferior, el cual se compone de viga de concreto postensado para cumplir con el claro que se desee salvar. Esta tipología se ha usado en varios países alrededor del mundo, teniendo muy buenos resultados de funcionalidad y de costo, esto debido a los bajos precios de mantenimiento que se generan durante su vida útil.

5.4 Justificación del tipo de puente

Para poder determinar la mejor tipología y materiales a utilizar para un proyecto en particular en la ejecución de un puente es importante tomar en cuenta los factores indicados en la Tabla 5.2 Factores a considerar en la justificación de un puente.

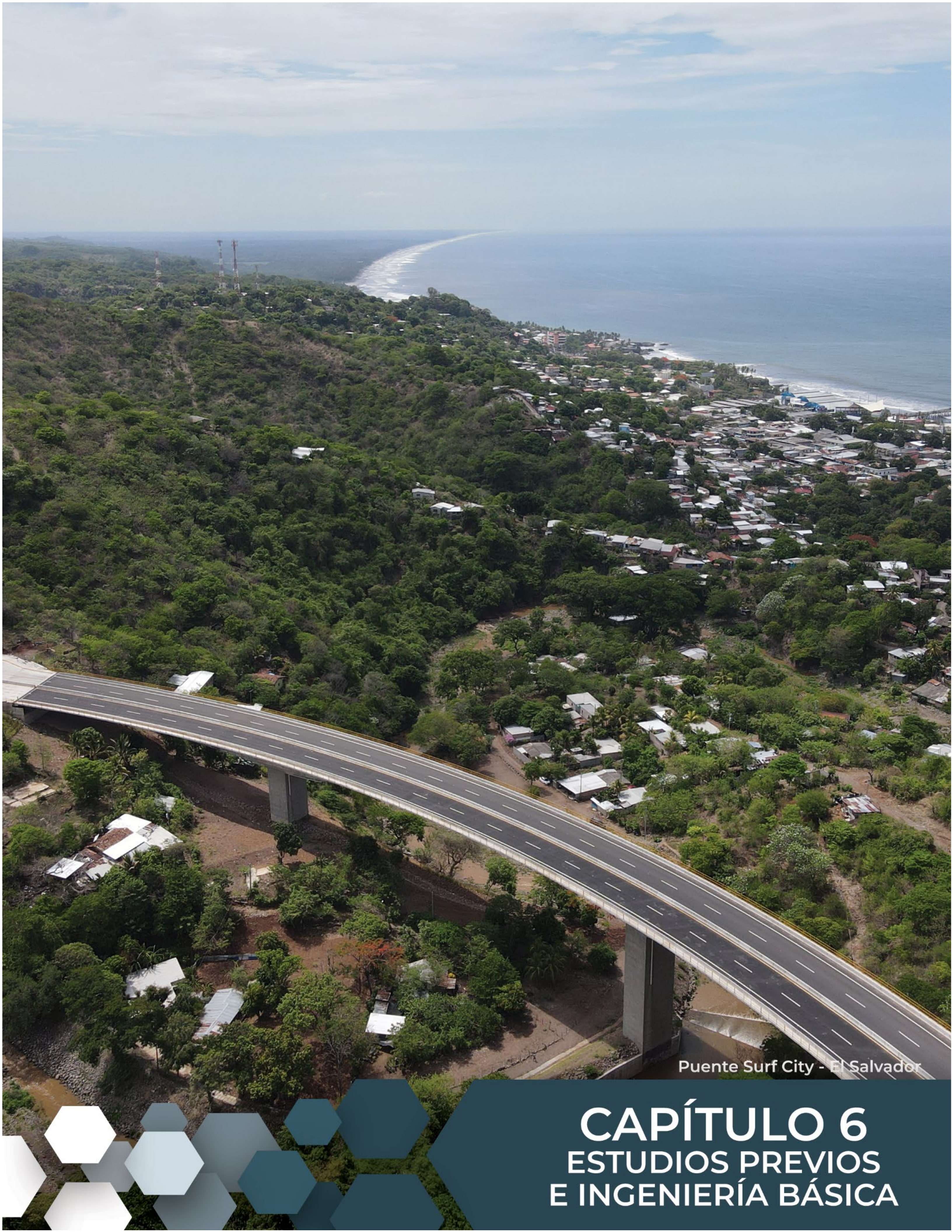
En el presente manual se definen los parámetros que se requiere llevar a cabo para que el especialista tome en cuenta cada rubro y pueda definir así la tipología y material que mejor convenga, lo cual quedará a criterio del diseñador en acuerdo con el propietario del proyecto. Esto permitirá definir los recursos disponibles para la obra en cuestión, facilitando así la selección de un tipo de puente de la clasificación antes mencionada, donde además se deberá considerar el historial de inundaciones, la presencia de fallas locales y el registro de sismos con datos de magnitud, epicentro y profundidad, la susceptibilidad a los deslizamientos y al flujo de escombros, entre otros. También se tiene que considerar la situación socioeconómica del lugar y la existencia de rutas alternas a la ruta donde se construya el puente.

Tabla 5.2 Factores a considerar en la justificación de un puente

Monografía del lugar	Investigación sobre la necesidad de la infraestructura
• Localización y ubicación • Límites y colindancias • Vías de acceso • Clima • Población • Servicios públicos • Suelo y topografía	• Descripción de la necesidad • Justificación social

Fuente: Elaboración propia

En el presente manual se definen los parámetros que se requiere llevar a cabo para que el especialista tome en cuenta cada rubro y pueda definir así la tipología y material que mejor convenga, lo cual quedará a criterio del diseñador en acuerdo con el propietario del proyecto. Esto permitirá definir los recursos disponibles para la obra en cuestión, facilitando así la selección de un tipo de puente de la clasificación antes mencionada.



CAPÍTULO 6
ESTUDIOS PREVIOS E INGENIERÍA BÁSICA

6.1 Identificación de la zona de estudio

La identificación de la zona de estudio consiste en la delimitación del área geográfica relevante al emplazamiento proyectado de la obra. Dicha delimitación debe permitir llevar a cabo todos los estudios necesarios (topográficos, hidrológicos, hidráulicos, impacto ambiental, etc.) para analizar y dar contexto al proyecto, permitiendo así una ejecución más eficiente, evitando contratiempos durante la ejecución. Por lo tanto, según las características del proyecto, para los distintos estudios necesarios se definirán las especificaciones apropiadas para ejecutarlos lo que influirá directamente en el espacio territorial requerido para su realización. La identificación puede tomarse a partir de tres segmentos territoriales, siendo estas el área de emplazamiento del proyecto; área de entorno cercano al proyecto y el área de aporte al funcionamiento de la obra.

6.2 Área de influencia del proyecto

El área de influencia es la “zona o porción del territorio o medio receptor que probablemente se verá afectada directa e indirectamente por la planificación, construcción u operación de la obra vial en su conjunto o en alguno de sus componentes naturales, sociales o económicos. Esta zona puede ser afectada como consecuencia de la planificación, construcción u operación del proyecto vial y de todos sus aspectos subordinados, como canales, túneles, caminos de acceso y reubicación, zonas de relleno y de eliminación de desechos, y campamentos de construcción, así como actividades no planeadas e inducidas por el proyecto.” (Dirección Nacional de Vialidad, 2007)

Dentro del área de influencia se consideran dos clasificaciones de territorio: el Área de Influencia Directa (AID) y el Área de Influencia Indirecta (AII). El Manual de Evaluación y Gestión Ambiental de Obras Viales (MEGA II) las define como:

- El Área de Influencia Directa puede incluir, por ejemplo: a) sectores aguas abajo en la cuenca donde se sitúe el proyecto; b) las zonas necesarias para el reasentamiento de población o extensiones de terrenos compensatorios; c) la cuenca aérea (por ejemplo, en la que la contaminación como el humo o el polvo, es transportada por el aire); d) las rutas comerciales y migratorias de seres humanos o fauna silvestre, especialmente en relación con la salud pública, las actividades económicas o la conservación ambiental.
- El Área de Influencia Indirecta incluye el área operativa y su delimitación debe realizarse a través de un equipo interdisciplinario que evalué la extensión de espacio donde se manifiestan en forma significativa los impactos de la obra. El área operativa, comprende el conjunto de porciones de territorio necesario para la construcción y operación de la obra vial, tanto por las componentes principales como complementarias. Aquí se concentran los impactos ambientales producidos en forma directa e inmediata, vinculados fundamentalmente a los aspectos físicos de la obra, desde la etapa de la ejecución y a lo largo de su operación.

6.3 Estudios topográficos y geométricos

Los estudios topográficos son fundamentales en todo proyecto de construcción, proporcionan la información necesaria del terreno (curvas de nivel, perfiles longitudinales y secciones transversales) para ser representada por medio de planos topográficos y que posteriormente servirán para el correcto dimensionamiento del proyecto.

Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo los siguientes alcances:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos.
- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos.
- En el caso de puentes sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo.
- Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos curvos.
- Levantamiento de las zonas aledañas al puente, incluyendo edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos y que deban ser adquiridas.

Documentación topográfica

Se debe documentar mediante planos, registro fotográfico, registros digitales e informes del trabajo en campo. Es recomendable que el estudio topográfico contenga como mínimo lo siguiente:

- Ubicación del sitio del proyecto en la hoja cartográfica respectiva y con las coordenadas.
- Curvas de nivel que cubran un área, como mínimo, de tres veces el ancho total del obstáculo que se desee salvar en el sentido longitudinal del puente y dos veces en el sentido transversal.
- Identificación del derecho de vía requerido en la zona del proyecto.
- Identificar la ruta sobre la que se va a construir el puente y los nombres de las comunidades que se comunican. Además, identificar el nombre del río o carretera que atravesará la obra.
- Localizar e identificar elementos o infraestructura que puede influir en el diseño, como: edificaciones, tuberías, alcantarillas, caja de registro, límite de propiedades, servicios públicos, líneas de corriente eléctrica, arboles, alineamiento actual de la carretera, derecho de vía, entre otros.

En el caso de estudios topográficos sobre cuerpos de agua se debe presentar la siguiente información:

- Perfil del cauce incluyendo la línea más profunda, las márgenes de espejo de agua y las márgenes inundables. Indicar la dirección de la corriente de agua.
- Secciones transversales del cauce aguas arriba y aguas abajo.

Los planos elaborados deben ser presentados en tamaños adecuados a la escala utilizada según las dimensiones de estructuras. Además, los informes deben incluir toda la información respecto a referencias preliminares consultadas, tales como, cartas cartográficas; estudios topográficos anteriores cercanos al proyecto (en caso de existir);

equipo utilizado; metodología seguida para el procesamiento de datos de campo y su posterior obtención de resultado.

Instrumentación técnica

Tanto la instrumentación, así como el grado de precisión varía según complejidad de cada proyecto de puente u otra obra de paso. En todo caso, la instrumentación y la precisión deben ser tales que brinden la información necesaria para las distintas etapas del proyecto. La instrumentación puede variar según la magnitud de la obra.

La instrumentación básica consiste en equipo para georreferenciación, planimetría y altimetría. Siendo utilizado equipo GPS, la estación total, el nivel topográfico como los principales. Se recomienda estar verificando las nuevas tecnologías para el levantamiento topográfico, tales como el uso de fotogrametría aérea por drones, fotogrametría satelital y tecnología Lidar como la mostrada en Figura 6.1, las cuales están evolucionando la técnica de la medición.

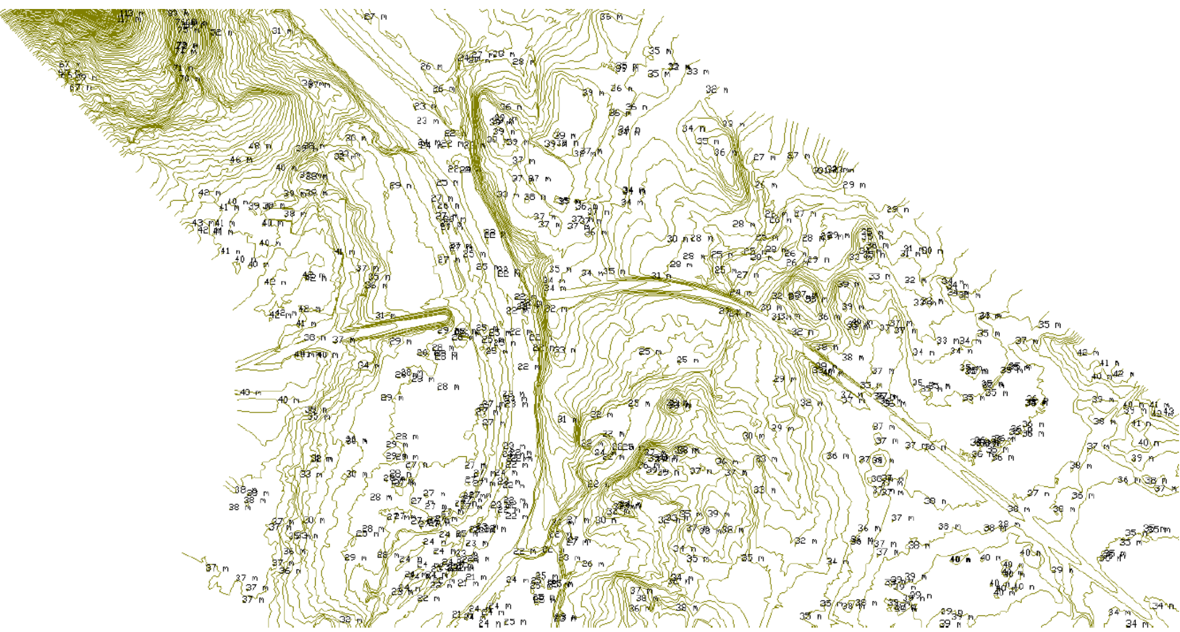


Figura 6.1 Mapa Topográfico del Puente Guacirope y Alrededores, mediante LIDAR.
Fuente: JICA, Estudio preparatorio para el proyecto de reconstrucción de un puente en la CA 1, en la República de Honduras, 2021.

Levantamientos

Los trabajos de levantamientos topográficos son similares en la región centroamericana, siendo los procedimientos recomendados los siguientes:

- **Levantamiento preliminar:** Corresponde al levantamiento topográfico en el lugar donde se va a realizar la estructura.
- **Levantamiento para el proyecto:** Una vez ubicada la estructura, se deben reunir datos topográficos exactos para utilizar los detalles del proyecto.
- **Levantamiento para el emplazamiento:** Corresponde al levantamiento para el trazo, el control y el posicionamiento definitivo del puente.

- **Replanteo:** Se deben señalar los puntos principales de referencia y apoyo o bancos de marca, son los de inicio del trazo y desde ellos se localizan los puntos para el proceso constructivo.
- **Trabajos complementarios:** Se debe establecer los sistemas de control horizontal y vertical; esto, auxiliándose con la poligonal principal y una línea de nivelación.

Los estudios de localización y emplazamiento se recomiendan desarrollar sobre cartas geográficas (1:25000 ó 1:50000) o imágenes satelitales en el perfil de proyecto, donde se definen características del cauce en la zona de emplazamiento del puente u obra de paso a estudiar. Para el estudio del emplazamiento definitivo de la estructura, se recomienda hacer un levantamiento en escalas de 1:200 o 1:500 con curvas de nivel cada 0.5 m y máximo de 1 metro en toda la longitud de la estructura. Para puentes menores que 10.00 m de luz libre su topografía debe dibujarse en escala 1:100 y 1:250 con curvas de nivel a cada 50 centímetros.

De igual forma se requerirá el levantamiento de una poligonal localizada y nivelada con estaciones recomendadas a cada 20 m en tangente y en las curvas se deberá reducir la distancia longitudinal a 10 m sin limitarse a esta distancia cuando existan cambios de nivel representativos como continuidad de zanjas, quebradas en cerros, etc. En cada estación tiene que levantar secciones transversales, hasta una distancia de 30 m a cada lado de la línea central como mínimo. Estos puntos deben levantarse a cada cambio de pendiente y con gran detalle, para que al momento de la creación de la superficie digital se asemeje lo mayor posible a la realidad.

Debe incluirse un levantamiento de sección transversal en las estructuras de drenaje menor existentes, considerando los datos de: estacionamiento, cota invert, oblicuidad, diámetro u otra dimensión según la forma, longitud, clase de material construido, tipo de cabezal o tragante y su condición actual.

La línea localizada, se recomienda referenciarla con monumentos de concreto cada 500 m como máximo y al principio o final de curva, con el objeto de poder efectuar las labores de replanteo (dos monumentos por cada estación referenciada). Los monumentos se deben colocar de manera que faciliten la ubicación del trazo (línea central) y que no sean afectados por los trabajos de ejecución del proyecto, además deben contener información como distancia de cada monumento a la línea central y su ángulo con respecto a ella, además de la inscripción de la elevación en cada uno.

Perfil longitudinal del terreno

Se complementará con un perfil longitudinal del terreno a lo largo del eje de la obra y con perfiles en la zona de los estribos. El levantamiento puede ser en escalas 1:200 a 1:500 mientras resulte suficientemente representativo. Las longitudes mínimas de levantamiento recomendadas para estructuras nuevas y existentes de drenaje mayor y menor, son conforme a lo indicado en el numeral 5.4.1, Componente Topográfico, del **Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura vial en Centroamérica, 2021, de SIECA (Manual HH).**

Diseño Geométrico

El diseño geométrico se basará principalmente en el alineamiento existente, cuando este cumpla con las especificaciones para el proyecto; donde no se cumplan las especificaciones se realizarán los cambios necesarios (con el criterio de afectar en lo mínimo posible las propiedades colindantes). Las modificaciones al alineamiento vertical u horizontal en caso se afecten propiedades y/o servicios, deberán ser analizadas por el equipo multidisciplinario. Al finalizar el diseño geométrico se debe localizar en el campo y replantear el alineamiento propuesto y verificar su aplicabilidad.

Las especificaciones a utilizar para el diseño geométrico son las recomendadas en el **Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo, SIECA 2011**. En casos especiales o consideraciones no contenidas en el manual antes indicado, se podrá utilizar las contenidas en “A Policyon Geometric Design of Highways and Streets”, 7th edición del 2018 o la versión más reciente.

6.4 Estudios de hidrología e hidráulica

El **Manual HH,** establece las recomendaciones para los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes y obras de paso. En dicho manual se da el contenido que deben llevar los estudios para proceder al diseño, destacándose:

a) **Consideraciones hidrológicas:** se indican las metodologías estadísticas para el tratamiento de datos hidrológicos, relleno de información, consistencia de los datos, así como la metodología de mayor uso en la región para el cálculo del caudal máximo. Su contenido se presenta en el capítulo 4 de dicho manual.

b) **Consideraciones hidráulicas:** se exponen los criterios y metodologías para el diseño de obras hidráulicas en carreteras, sabiendo de la importancia que tienen en el control del escurrimiento de aguas pluviales y fluviales. Su contenido se presenta en el capítulo 5 de dicho manual.

c) **Obras de protección:** consiste en implementar medidas preventivas con el fin de reducir la vulnerabilidad y los daños durante la ocurrencia de eventos extremos y así evitar riesgos a la estabilidad. Su contenido se presenta en el capítulo 6 de dicho manual.

6.5 Estudios geológicos y geotécnicos

6.5.1 Estudios geológicos

El objetivo de estos estudios es establecer las características geológicas, tanto local como general de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

Como consecuencia, el proyecto deberá considerar exploraciones de campo cuya cantidad y alcance será determinada específicamente en función de cada proyecto, no obstante, se debe considerar al menos lo siguiente:

- Revisión de información existente y descripción de la geología a nivel regional y local.
- Descripción geomorfológica.
- Zonificación geológica de la zona.
- Definición de las propiedades físicas y mecánicas de suelos y rocas
- Definición de zonas de deslizamientos y aluviones ocurridos previamente y su potencial de ocurrencia en el futuro.
- Identificación y caracterización de fallas geológicas.

En el caso de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores, es complementaria con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la subestructura se realizará tomando en cuenta la influencia de la socavación y la sub-presión en el diseño. Consecuentemente, el nivel de cimentación deberá estar por debajo de la profundidad de socavación estimada.

Descripción de la geología

La descripción geológica considera la zonificación estratigráfica probable de las diferentes unidades de roca, identificado el tipo y las características de los materiales sobre los que se desplantará la estructura y de los que se excavarán en los sitios de apoyo.

De igual forma se deben analizar las alteraciones de la roca, que determinan su contacto con el suelo, y que pueden influir en el desplante de la cimentación.

Como parte de la caracterización geológica se deben estudiar las estructuras mayores como fallas, plegamientos, discordancias, estratificaciones, y las estructuras menores como fracturas, foliación y exfoliación, identificando la influencia que tendrán en el desplante de la cimentación o en la estabilidad de la excavación.

Ubicación del puente

Los puentes generalmente son obras complejas, y su desarrollo requerirá, desde las etapas iniciales, la participación de diferentes especialistas en las temáticas relacionadas a geología, geofísica, geotecnia, topografía, hidrología e hidráulica, estudios de peligrosidad sísmica, de tráfico y medio ambiente a efecto de garantizar la debida inclusión de los diversos elementos técnicos, sociales y ambientales que pueden afectar la seguridad y funcionalidad de la estructura.

Entre estos estudios, el conocimiento del suelo y la geología del entorno es fundamental, ya que a través de éstos es posible determinar la disposición de los materiales, la presencia de fallas, los estratos que deberán evitarse y aquellos en los que podrá cimentarse la obra, el potencial de erosión y definir las zonas de estudio para conocer los parámetros de suelo o roca de fundación, con el fin de garantizar la estabilidad y su adecuado funcionamiento en condiciones normales y extraordinarias.

Como resultado del conocimiento de los parámetros del suelo se define la ubicación exacta del puente, lo que su vez permitirá definir mejor los criterios del análisis dinámico y diseño sismo-resistente de la estructura según el comportamiento de suelos, justificando así el emplazamiento definitivo del puente.

Descripción geomorfológica

La geomorfología tiene que contar prioritariamente con el factor geológico que explica la disposición de los materiales. Las estructuras derivadas de la tectónica y de la litología configuran frecuentemente los volúmenes del relieve de un modo directo. El clima introduce modalidades en la erosión y en el tipo de formaciones vegetales. De estas condiciones climáticas, biológicas, geográficas, topográficas y litológicas, depende la eficacia erosiva de los cursos de agua y de otros modos de escorrentía. Por tanto, es necesario considerar el conjunto de la red hidrográfica y la cobertura vegetal, la que introduce una barrera protectora en la interface atmósfera-litosfera. Pero esta cobertura no depende sólo del clima y del sustrato rocoso, sino también de la acción antrópica.

Como consecuencia, para el diseño de las obras de paso es necesario realizar un estudio de geomorfología fluvial, es decir, estudiar el cauce del río, cómo se forma, cómo se comporta ante los cambios naturales o acciones antrópicas, y cómo se comportan sin influencias externas.

En climas tropicales, como el de la región centroamericana, es notable una marcada estacionalidad del régimen hidrológico, así como la existencia de una descarga de aguas subterráneas suficiente al cauce del río o viceversa, y la presencia de llanuras de inundación sujetas a períodos ocasionales. Estas llanuras tienen una naturaleza cambiante por lo que deben ser examinadas con atención para determinar la manera en que pueden afectar o no el alineamiento de un puente. Por otro lado, los ríos en lecho rocoso suelen estar encajados entre valles y por lo general son de naturaleza más estable, aunque siempre deben ser examinados.

Zonificación geológica

La metodología de zonificación geológica o elaboración de un mapa geológico se basa en la observación, identificación, medición, ploteo, procesamiento, análisis e interpretación de datos levantados en campo y plasmados en un mapa a una escala adecuada. Parte de la observación y descripción del afloramiento rocoso objeto de estudio. Implica la localización geográfica, detección preliminar de litologías y representación mental de las orientaciones de posibles estructuras. Se observan las primeras relaciones de contacto (por ejemplo, contactos netos, transicionales, discordantes, etc.) con la meta de obtener un esquema general del afloramiento. En el caso del mapeo geológico orientado a la geología estructural o aplicada a la exploración es muy importante tener bien definida la asociación de estructuras de suelo o roca.

La identificación de la zona consiste verificar de los rasgos geológicos observados en el proceso anterior. Se lleva a cabo mediante la determinación litológica en el mismo afloramiento haciendo uso de la picota y lupa de mano. En este sentido, se determinan las litologías y particularmente las relaciones de contacto entre ellas (por ejemplo, lutitas que cortan a areniscas cuarzosas, tobas en discordancia sobre filitas, etc.). Esta última información ayuda a corroborar y afinar el esquema del mapa realizado en la observación. En comparación al proceso anterior y a los próximos, la identificación de campo es la más crucial ya que de ella dependerá la cantidad y sobre todo la calidad y coherencia de la

información a medir. Su dificultad está en directa relación con el grado de conocimiento de geólogo del área de trabajo.

Al contar con la litología, relaciones de campo y asociación estructural definidas, se procede con la medición, es decir, a establecer las magnitudes y direcciones a las orientaciones de los elementos planares/lineares (por ejemplo, estratos, fallas, etc.). Para esto, se hace uso de la brújula u algún dispositivo digital que entregue los rumbos y buzamientos con la mayor exactitud posible.

El ploteo de datos es un proceso más sencillo a través del cual se logra plasmar en el mapa topográfico todas las características geológicas obtenidas en la visualización-identificación-medición de datos. Todos los puntos de observación, datos de rumbos y buzamientos más los trazos de lineamientos/fallas/pliegues se dibujan a mano tomando como referencia a las curvas de nivel, usando distintivos de colores que representan un tipo de roca o edad geológica en especial. Adicionalmente se deben definir los ángulos y simbología de rumbos y buzamientos de planos. Las elevaciones de las curvas posibilitan la localización en el afloramiento, pero a su vez permiten conocer con cierta exactitud las relaciones de corte 3D entre las geoformas y los distintos estratos o superficies de falla cartografiadas. Por tanto, los afloramientos rocosos quedan representados por polígonos cuyos colores se asignan según su tipo de roca o edad, mientras que las líneas correspondientes a la proyección horizontal de estratos, planos de falla u otros elementos planares se representan como líneas. Durante el mapeo se debe evitar colorear los alrededores del sitio donde se acaba de realizar un punto de observación, debido a que en los alrededores no necesariamente se exhibirá la misma litología ni estructuras que se registraron en el punto mencionado.

De esta forma es posible disponer de un mapa geológico que asegura una visualización de la conformación geológica de la zona de estudio, es decir que muestre los diferentes tipos de lechos rocosos encontrados durante el levantamiento de campo, que en su momento deberá ser correlacionado con cada uno de los resultados de los ensayos de campo que se realicen, como estudios geofísicos, calicatas, sondeos SPT o sondeos rotativos con recuperación de núcleos.

Esto permitirá que el mapa refleje las condiciones particulares del sitio, identificando contactos de estratos, pliegues y cualquier característica que pueda representar una debilidad geológica para la seguridad estructural de la obra.

Fallas geológicas

En las rocas sólidas existen varios tipos de planos, tales como planos de origen sedimentario, magmáticos (enfriamiento) o de origen tectónico. En este último caso, se forman las foliaciones primarias y las fuerzas tectónicas afectan a las rocas después del proceso de litificación, que da lugar a la formación de planos secundarios, como el caso de diaclasas, fallas y esquistosidad, que son fenómenos posteriores a la litificación que pueden suceder en distintas épocas.

Las diaclasas son las fracturas más frecuentes en todos los tipos de rocas. En la superficie son más comunes que a grandes profundidades y presentan una extensión desde pocos milímetros hasta algunos metros. Normalmente existen en una masa rocosa grupos de

diaclasas o sistemas de diaclasas, que son estructuras paralelas o sub paralelas que se cortan entre sí en ángulos bastante bien definidos y que presentan cierta simetría. Algunas diaclasas suelen encontrarse rellenas con calcita u otros minerales.

Las fallas geológicas tienen su origen en las fuerzas tectónicas en la corteza terrestre, los cuales provocan roturas en la litosfera. Existen varios tipos de fallas (Geología Estructural) y acá se presentan los dos tipos principales: fallas con desplazamiento vertical y fallas con desplazamiento horizontal.

De igual forma existen lineaciones, las cuales se definen por la dirección de la inclinación y el buzamiento haciendo uso de brújula.

La identificación de cada una de estas es fundamental para complementar el estudio estratigráfico y para definir patrones de debilidad geológica en la zona de estudio a consecuencia de los desplazamientos de las estructuras rocosas que servirán de fundación a la estructura.

Para identificar las fallas existen indicadores directos e indirectos. Entre los indicadores directos se encuentran los desplazamientos, que aseguran la presencia de actividad tectónica; las estrías, que se identifican como líneas finas arriba de un plano de falla que además muestran la orientación del desplazamiento; los arrastres, que muestran una deformación plástica de la roca hacia el plano de falla; brechas de falla, que se comporta morfológicamente como una depresión debido a la ruptura de rocas de menor dureza.

Las fallas muchas veces no afloran a la superficie porque la zona de falla es más blanda que las rocas de los alrededores y puede observarse como un valle con un relleno de rocas sueltas (como arena y gravas) las cuales cubren el fondo del valle. Cualquiera sea el caso en que se presenten, éstas deberán ser debidamente identificadas y plasmadas en el mapa geológico, indicando posibles consecuencias asociadas a este fenómeno en términos de la estabilidad de la obra de paso.

Zonas de deslizamientos y aluviones

El término deslizamiento incluye derrumbe, caídas y flujo de materiales no consolidados. Los deslizamientos pueden activarse a causa de terremotos, erupciones volcánicas, suelos saturados por fuertes precipitaciones o por el incremento del nivel de aguas subterráneas y por el socavamiento de los ríos. A pesar de que los deslizamientos se localizan en áreas relativamente pequeñas, pueden ser especialmente peligrosos por la frecuencia con que ocurren. Las distintas clases de deslizamientos son los siguientes:

- El desprendimiento de rocas que se caracteriza por la caída libre de rocas desde un acantilado. Estas generalmente se acumulan en la base del acantilado formando una pendiente, lo que impone una amenaza adicional.
- Los derrumbes y las avalanchas, que son el desplazamiento de una sobrecarga debido a una falla de corte. Si el desplazamiento ocurre en material superficial sin deformación total, se le llama hundimiento.
- Los flujos y las dispersiones laterales, que ocurren en material reciente no consolidado donde la capa freática es poco profunda. El impacto de estos eventos depende de la

naturaleza específica del deslizamiento, pero generalmente, impone una amenaza localizada dada su limitada área de influencia.

Criterios de diseño

A partir del estudio de las condiciones geológicas de la zona de proyecto, a las escalas adecuadas de conformidad a cada una de las etapas de desarrollo del proyecto, es posible establecer las condiciones particulares del terreno que permitan definir los estados límites de falla.

Debido a que muchas de las estructuras de puentes atraviesan cursos de agua, toda la información hidrológica e hidrogeológica debe vincularse con el estudio geológico que incluye estratigrafía, geomorfología, las condiciones particulares del subsuelo en el cauce y su zona de influencia. Esto permitirá definir la posición más desfavorable del nivel freático para la vida útil del proyecto, para valorar el impacto de la socavación y sub-presión en el diseño, así como para identificar estratos blandos bajo las ubicaciones previstas para los cimientos, que puedan ser susceptibles a la pérdida total o parcial de su resistencia, por generación de presión de poros o deformaciones volumétricas importantes que puedan suceder en condiciones normales, de crecidas o de eventos sísmicos.

En caso de que se encuentren taludes en las zonas circundantes, las condiciones geológicas permitirán evaluar la influencia de éstos sobre los cimientos previstos. Finalmente será posible identificar la presencia de galerías, cavernas, grietas u otras que restrinjan la ubicación de las cimentaciones de la obra de paso.

La información que proporciona el estudio geológico debe cumplir con los siguientes criterios técnicos:

Criterios geomorfológicos: Orientados a la definición de las unidades litológicas, contactos entre unidades y estructuras geológicas haciendo uso de mapas topográficos e imágenes de sensores remotos, en los cuales se evaluarán aspectos como espaciamiento de curvas de nivel, patrón y densidad de la red de drenaje, contrastes altimétricos, tipo de relieve, geoformas y control de rasgos fisiográficos del terreno, entre otros. El uso de este tipo de criterios tiene como resultado identificar el tipo de rocas y/o depósitos, además de las estructuras geológicas presentes en las zonas de las potenciales obras principales del estudio.

Criterios litológicos: Para la diferenciación de las unidades de rocas y depósitos de sedimentos recientes que se encuentran en la zona de trabajo. Estos criterios deben ser aplicados en el análisis de afloramientos, muestras de mano, secciones delgadas y perforaciones, y conllevan a la clasificación textural y composicional de las rocas y depósitos, y a la descripción de las estructuras propias de las rocas, aspectos necesarios para precisar las condiciones litológicas donde se emplazará las obras potenciales principales del estudio.

Criterios estructurales: Zonas de deformación, rocas altamente fracturadas, contactos geológicos fallados, alteraciones en la estructura de las rocas y depósitos, interrupciones de unidades geológicas y cambio en la disposición estructural de las rocas entre otros, son

los criterios usados para la identificación de fallas, pliegues, estratificación, plegamiento y discontinuidades estructurales. Estos datos pueden ser obtenidos indirectamente en imágenes de sensores remotos, líneas sísmicas o cartografías geológicas existentes a diferentes escalas o directamente en afloramientos y en perforaciones, y son necesarios para la caracterización y evaluación de las condiciones en las zonas de las obras potenciales.

Criterios del estado de la roca: El estado de la roca se evalúa conociendo su grado de meteorización y la densidad y características de las discontinuidades. En cuanto al grado de meteorización es importante la diferenciación de horizontes de suelo residual, roca altamente meteorizada, roca moderadamente meteorizada y roca fresca. Estos criterios pueden ser inferidos por las condiciones estructurales y morfo-climáticas de la zona estudiada. Deben ser evaluados en afloramiento y en perforaciones, para hacer apreciaciones más precisas de las condiciones geomecánicas del terreno.

Criterios cartográficos: Las condiciones geológicas de la zona de estudio determinadas mediante la aplicación de los anteriores criterios geológicos deben ser presentadas por medio de mapas y secciones geológicas elaborados sobre bases topográficas o modelos de elevación del terreno. Un mapa a escala regional permite establecer el contexto geológico-estructural del estudio, mientras que mapas a escalas de detalle acompañados de secciones geológicas son los indicados para representar la litología, la geología estructural y los horizontes de meteorización de las rocas en el proyecto, acompañados de sus correspondientes descripciones.

6.5.2 Estudios geotécnicos

Los estudios geotécnicos tienen por objetivo establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

Durante el desarrollo del estudio, basándose en cartas de pequeña escala (generalmente 1:25.000 o 1:50.000), los especialistas seleccionarán los corredores alternativos en los que se estima razonable y conveniente analizar posibles trazados. El especialista en geotecnia analizará dichos corredores haciendo uso de la cartografía disponible, fotos aéreas, levantamientos geológicos que puedan existir, etc. Luego se deberá reconocer el terreno, en lo posible de forma simultánea con el especialista en hidráulica. De dicha visita de reconocimiento se definen alternativas claramente inferiores en razón de problemas técnicos o por los altos costos que se les asocian, o bien, se pueden redefinir los emplazamientos preliminares, a la luz de la detección de emplazamientos especialmente favorables.

Cumplida esta etapa, se redefinirán los corredores seleccionados y, por lo general, se procederá a ordenar la ejecución de una restitución aero fotogramétrica apoyada en terreno, en escala intermedia (1:5,000 o 1:10,000) y eventualmente 1:2.000 si la complejidad de los problemas detectados así lo amerita. En este nivel de estudio de identificación normalmente no se consultan prospecciones, en consecuencia, el especialista en geotécnica deberá hacer su aporte basado en los antecedentes y en las

observaciones hechas en terreno, complementadas con su experiencia o conocimiento del área en que se emplazarán la o las estructuras.

Los estudios de identificación de forma preliminar, desarrollados sobre la restitución a escala intermedia, permitirán trazar ejes en planta y alzado que informarán de las alturas de rasantes, longitud de la estructura, alturas de cortes y terraplenes en los accesos etc., diseños que se retroalimentarán con los aportes de los distintos especialistas. Finalmente, procederá a definir en el tipo y cantidad de prospecciones, toma de muestras y ensayos a ejecutar en terreno en el siguiente nivel de estudios. Estas prospecciones deben ser aprovechadas para conocer los parámetros necesarios para determinar las profundidades de socavación en los sectores de los puentes.

En las siguientes etapas se trabajará con los resultados de dichas prospecciones, que podrán confirmar o rectificar las estimaciones previas; en este último caso surgirá la necesidad de complementar las prospecciones en la etapa siguiente, o en la misma etapa si es la definitiva, ya que toda la inversión que se haga en prospecciones, racionalmente diseñadas y correctamente interpretadas, representa sólo una fracción pequeña de los costos en que se incurre durante la construcción al encontrarse realidades más desfavorables que las previstas y en caso contrario, si las prospecciones confirman condiciones de terreno mejores que las pronosticadas, o ayudan a levantar incertidumbres, el diseño de la estructura podrá optimizarse, logrando así una estructura más económica.

La cantidad de ensayos será determinada con base en la envergadura del proyecto en función de su longitud y las condiciones del suelo, tanto en la zona de localización del puente, estribos, pilares y accesos. Se considera necesario que se incluya al menos lo siguiente:

- Ensayos de campo en suelo y rocas.
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o rocas extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de tipos y profundidades de cimentación adecuada, así como parámetros geotécnicos preliminares para el diseño del puente a nivel de anteproyecto.
- Dependiendo de la envergadura del puente y del tipo de suelo se podrán realizar ensayos de refracción sísmica, complementados con perforaciones o excavaciones de verificación.
- Presentación de los resultados, recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

A continuación, se exponen los procedimientos y recomendaciones generales que deben orientar el estudio geotécnico.

Sondeos en sitio

La exploración del subsuelo debe ser programada por el geotécnico y el proyectista con el fin de obtener la información necesaria para el diseño y construcción de las fundaciones, con un número suficiente de sondajes o excavaciones para establecer el perfil estratigráfico longitudinal del suelo y, en casos especiales, transversal. En ciertas

ocasiones conviene complementar la exploración mediante refracción sísmica, en especial cuando se desea investigar las características en profundidad de un afloramiento de roca, o definir las características del contacto suelo-roca. Estos perfiles deben ser refrendados con sondajes o calicatas que alcancen la roca.

La cantidad y profundidad de sondeos debe tomar en cuenta la magnitud de la complejidad del proyecto. En el caso de puentes de hasta 100 metros, se preverá como mínimo un sondeo de exploración por cada componente, ya sea estribo, zapata, pilar, bloque de anclaje, grupo de pilotes, etc. En caso de puentes de gran longitud, deberá tomarse en cuenta la variabilidad de las condiciones del terreno a lo largo del eje del puente.

Dependiendo de la naturaleza y longitud del puente y del grado de conocimiento del suelo en base a estudios previos, se determinará el número mínimo de puntos a prospectar, teniendo en consideración la posibilidad de complementarla con prospecciones adicionales, de acuerdo a los resultados que se vayan obteniendo. Ello obliga al proyectista o al especialista geotécnico a mantener un seguimiento cercano de los avances de la exploración con el fin de introducir oportunamente los cambios que sean pertinentes. En la Tabla 6.1 se establece el número de prospecciones recomendable para puentes, según el tipo de cimentación exceptuando aquellos de grandes luces o que tengan configuraciones estructurales especiales y complejas.

Tabla 6.1 Prospecciones rotativas en función de la cimentación.

Aplicación	Número mínimo de puntos de exploración y ubicación	Longitud mínima de exploración
Muros de contención	Un punto de exploración para cada muro de contención como mínimo. Para muros de contención de más de 30,000 mm de longitud, los puntos de exploración espaciados entre 30,000 a 60,000 mm con ubicaciones alternas al frente detrás del muro. Para muros anclados, puntos adicionales de exploración en la zona de anclaje espaciados de 30,000 a 60,000 mm Para muros clavados al suelo, puntos de exploración adicionales a una distancia de 1.0 a 1,5 veces la altura del muro detrás del muro deben estar espaciados entre 30,000 a 60,000 mm.	Investigar por debajo de la parte inferior del muro por lo menos a la profundidad donde el incremento del esfuerzo debido a la carga de cimentación estimada sea menor que el diez por ciento del esfuerzo efectivo de sobrecarga existente a esa profundidad, y entre una y dos veces la altura del muro. La profundidad de exploración debe ser suficiente para penetrar completamente suelos blandos altamente compresibles, por ejemplo, turba, limo orgánico, o suelos blandos de grano fino, y alcanzar material competente con capacidad de carga adecuada, por ejemplo, suelo cohesivo rígido a duro, suelo no cohesivo compacto denso o lecho rocoso.
Cimentaciones superficiales	Para subestructura, como pilas de puentes o estribos de anchos menores o iguales a 30,000 mm, mínimo un punto de exploración por subestructura. Para subestructura con anchos superiores a 30,000 mm, un mínimo	La profundidad de exploración debe ser: ● Suficiente como para penetrar completamente suelos no aptos para cimentación, por ejemplo, turba, limo orgánico o suelos blandos de grano fino, y alcanzar material competente con

	de dos puntos de exploración por subestructura. Deben proporcionarse puntos de exploración adicionales si se encuentran condiciones superficiales erráticas.	capacidad de carga adecuada, por ejemplo, suelo cohesivo rígido a duro, suelo no cohesivo, compacto a denso armonía, o lecho rocosos. ● Por lo menos a una distancia donde el incremento del esfuerzo debido a la carga de cimentación estimada sea menor que el diez por ciento del esfuerzo efectivo de sobrecarga existente a esa profundidad; y ● Si el lecho rocoso se encuentra antes de la profundidad requerida por el segundo criterio citado anteriormente, la profundidad de exploración debe ser suficiente para penetrar un mínimo de 30,000 mm dentro del lecho rocoso, pero la exploración de la roca debe ser suficiente para caracterizar la compresibilidad del material de relleno de las proximidades de discontinuidades horizontales a discontinuidades horizontales Tener en cuenta que para condiciones de lecho rocoso muy variables, o en áreas donde es probable que haya cantos rodados muy grandes, es posible que se requieran más de 3,000 mm o un núcleo de roca para verificar que haya un lecho rocoso de calidad adecuada.
Cimentaciones profundas	Para subestructura, como pilas de puentes o estribos de anchos menores o iguales a 30,000 mm, mínimo un punto de exploración por subestructura. Para subestructura con anchos superiores a 30,000 mm, un mínimo de dos puntos de exploración por subestructura. Deben proporcionarse puntos de exploración adicionales si se encuentran condiciones erráticas del subsuelo, especialmente para el caso de pozos encajados dentro del lecho rocoso. Para reducir riesgos de diseño y construcción debido a condiciones variables del subsuelo, y potenciales cambios de construcción, debe considerarse al menos un punto de exploración de pozo por pilotes	En el suelo, la profundidad de exploración debe extenderse por debajo de la elevación anticipada de la punta del pilote o del eje un mínimo de 6,000 mm, o un mínimo de dos veces la dimensión máxima del grupo de pilotes, lo que sea más profundo. Todas las perforaciones deben extenderse a través de estratos inadecuados como relleno no consolidado, turba, materiales altamente orgánicos, suelos blandos de grano fino y suelos sueltos de grano grueso para alcanzar materiales duros o densos. Para pilotes que se apoyan en roca, se debe obtener un mínimo de 3,000 mm de núcleo de roca en cada ubicación de punto de exploración para verificar que la perforación no haya terminado en una roca. Para los pozos apoyados o que se extienden hacia la roca, un mínimo de 3,000 mm de núcleo de roca, o una longitud de

	para pilotes de gran diámetro (por ejemplo, más de 1,500 mm de diámetro mínimo), especialmente cuando son encajado igual en el lecho de rocoso.	núcleo de roca igual a al menos tres veces el diámetro del eje para pozos aislados o dos veces la dimensión máxima del grupo de ejes, lo que sea mayor, deberá ser extendido por abajo de la elevación anticipada de la punta del eje para determinar las características físicas de la roca dentro de la zona de influencia de la fundación. Tenga en cuenta que, para condiciones de lecho rocoso muy variables, o en áreas donde es probable que haya cantos rodados muy grandes, es posible que se requieran más de 3,000 mm o un núcleo de roca para verificar que haya un lecho rocoso de calidad adecuada.

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 10, 2014.

La localización de las prospecciones se efectuará teniendo en cuenta la información recopilada en estudios de gabinete con base a antecedentes existentes y del reconocimiento detallado del sitio de emplazamiento del puente o la estructura, lo que puede dar origen a una localización de las prospecciones uniforme o asimétricamente distribuidas a lo largo del eje.

La profundidad de la exploración quedará definida por la zona de suelo comprometida por las fundaciones, tomando en consideración que las luces de las estructuras y, por tanto, las solicitudes sobre las fundaciones pueden modificarse durante el desarrollo del proyecto.

Ensayos de campo

Los ensayos de campo permiten dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir, obtener los parámetros de resistencia y deformación de los suelos o rocas de fundación, así como el perfil estratigráfico con sondeos que deberán realizarse en función de la longitud del puente, número de estribos, pilares y longitud de accesos, a efecto de definir el tipo de cimentación más acorde con las obras a construir y los asentamientos de las estructuras, en relación al peso que va a soportar, permitiendo además identificar la secuencia litológica, sus diferentes capas y espesor, así como la profundidad del nivel del agua subterránea.

El objetivo de éstos es evitar futuros problemas en las etapas de construcción o incluso de funcionamiento de la obra, por lo que, aunque él sea elevado, su ejecución en cantidad y distribución es fundamental para la seguridad y la correcta funcionalidad del mismo.

Los métodos de ensayo realizados en campo deben estar claramente referidos a prácticas establecidas y normas técnicas especializadas, aplicables y vigentes, relacionadas con los ensayos respectivos. Para este propósito se recomienda considerar los ensayos listados en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2 Ensayos de campo recomendados

Ensayos en suelos:	Ensayos en rocas:
• Ensayos de penetración Estándar (SPT). • Ensayos de densidad. • Ensayo de placa estático. • Ensayo de permeabilidad. • Ensayo de refracción sísmica.	• Ensayo de compresión uniaxial. • Resistencia al corte directo (en discontinuidades de roca). • Ensayo de carga con placa flexible. • Ensayo de carga con placa rígida.

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 10, 2014.

Las pruebas de carga con pueden realizarse contra el fondo de la perforación de una calicata o contra las paredes de la misma.

Los ensayos de permeabilidad pueden ser ejecutados tanto en calicatas como en sondajes Pueden ser del tipo de agotamiento si la perforación tiene su fondo bajo el nivel estático del nivel freático, y de infiltración, si el nivel del agua subterránea está bajo el fondo de la perforación.

El ensayo de penetración estándar (cuchara normal o "SPT"[ASTM D- 1586]) se describe en la AASHTO T206, y es aplicable a suelos arenosos exentos de grava que supere un tamaño superior a 12 mm (1/2"), está desarrollado especialmente para ser usado en arenas, dado que hay buenas correlaciones entre la densidad relativa de éstas y los resultados de la prueba. Cuando no se puede utilizar el SPT se recomienda seguir bajo la metodología de perforación a rotación ASTM D-2113.

El Ensayo de Cono Dinámico CPT (ASTM D-3441) brinda una idea cualitativa de la compacidad o consistencia de un suelo, y también sirve para extrapolar en forma confiable la información que pueda obtenerse de un sondaje convencional.

El Ensayo de Cono Portátil de Penetración Dinámica registra el avance del cono en cada golpe, obteniéndose trazos lineales cuya pendiente es un índice de la capacidad de soporte dentro de todo el espesor de estrato homogéneo. El índice de penetración D (mm/golpe) está relacionado al valor CBR por una ecuación de regresión que se establece de la siguiente manera: $CBR = 411/D^{1,235}$ (%). El Ensayo Penetrómetro Estático consiste en el hincado en el terreno de un cono mediante presión estática y es usado para evaluar cuantitativamente la consistencia o compacidad de suelos finos o arenas que no presenten gravas.

Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorios se utilizan para determinar las propiedades índices, mecánicas e hidráulicas del suelo prospectado, por lo que los métodos usados en estos ensayos deben estar claramente referidos a normas técnicas especializadas, aplicables y vigentes, relacionadas con los ensayos respectivos. Para una adecuada definición de las propiedades índice, es importante considerar al menos los ensayos de laboratorio de la Tabla 6.3.

Tabla 6.3 Ensayos de laboratorio recomendados

Ensayos para suelos:	Ensayos en rocas:
• Contenido de humedad. • Gravedad específica. • Distribución granulométrica. • Límite líquido y límite plástico. • Ensayo de corte directo. • Ensayo de compresión no confinada. • Ensayo triaxial no consolidado - no drenado. • Ensayo triaxial consolidado - no drenado. • Ensayo de consolidación. • Ensayo de permeabilidad. • Ensayo Proctor modificado y CBR.	• Determinación del módulo elástico. • Ensayo de compresión triaxial. • Ensayo de compresión no confinada. • Ensayo de resistencia a la rotura.

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 10, 2014.

A los tipos de ensayos triaxiales antes descritos se puede agregar el triaxial cíclico en la modalidad consolidada sin drenaje, el que permite definir la resistencia y rigidez de suelos sometidos a efectos sísmicos. El ensayo está normado por la Norma ASTM D5311-92 bajo el título, "Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soils".

Informe con documentación relevante

El informe geológico y geotécnico debe entregar todos los antecedentes necesarios para el proyecto estructural de la obra, entre los que se incluyen los siguientes:

- Descripción geológica, o bien, un estudio geológico de la zona de emplazamiento, considerando la planta y perfil del terreno, con base en lo descrito en el apartado 6.5.1.
- Antecedentes geotécnicos que se hubiesen recopilado en los estudios de gabinete en base a antecedentes existentes y los obtenidos con la exploración de suelos efectuada para la obra.
- Exploración geotécnica: indicación de sondeos y ensayos de campo y laboratorio realizados. Se indicarán las normas de referencia usadas para la ejecución de los ensayos. Los resultados de los sondeos deben ser presentados con descripciones precisas de los estratos de suelo y o base rocosa, clasificación y propiedades físicas de los suelos y/o roca, indicación de nivel freático y resultados de los ensayos de campo. Se deberá explicitar el valor de los parámetros del suelo utilizados en la definición de las bases de diseño para las fundaciones
- Planta y perfil longitudinal del terreno en el eje del Puente u obra de paso donde se represente la ubicación y cotas de los puntos prospectados y el perfil estratigráfico obtenido. La cota de los puntos deben estar en concordancia al sistema de cotas del levantamiento topográfico.

- Descripción precisa de los estratos de suelos, clasificación y propiedades físicas de los suelos.
- Indicación del nivel freático.
- Tipo y cotas de fundación, incluyendo alternativas de sistemas de fundación, mejoramiento del suelo bajo las fundaciones, sistemas de precarga, etc., si ello fuera pertinente. Cuando se requiera el uso de pilotes, el informe lo tendrá que explicitar.
- Pesos unitarios y parámetros de resistencia al corte para determinar empujes de tierras, resistencia al deslizamiento, resistencia pasiva, diseño de anclajes y estabilidad de taludes y terraplenes cuando ello fuera pertinente, tanto para condiciones estáticas como dinámicas.
- Empujes sobre pilotes emplazados en torno a taludes de terraplenes sobre suelos blandos.
- Especificaciones técnicas especiales que fuera necesario explicitar para que se cumplan las bases de diseño establecidas en el informe geotécnico. Entendiendo como especificaciones técnicas especiales todas las obras o metodología que son de uso poco común en la región o que se aplique en forma excepcional a la obra, debido a las condiciones particulares de la misma. Ejemplos claros son: Jet Grouting, compactación dinámica, métodos vibratorios, entre otros.
- Tipos y profundidades de cimentación recomendadas.
- Normas de referencia utilizadas en los ensayos.
- Canteras para materiales de construcción y características de los materiales de las canteras.
- Zonas de deslizamiento y aluviones pasados.
- Conclusiones y recomendaciones.

Propiedades físicas-mecánicas de suelo y rocas

A partir de los resultados de ensayos de campo y laboratorio logrados con el estudio geotécnico se deben establecer, en función del tipo de suelo, los siguientes parámetros de las condiciones físicas y mecánicas de suelo: peso volumétrico, resistencia al corte, compresibilidad, potencial de expansión o de colapso, potencial de licuefacción.

En caso de rocas se deberá definir la dureza, compacidad, resistencia al intemperismo, índice de calidad y resistencia a la compresión.

Esto permitirá establecer las tensiones de contacto admisibles para fundaciones directas, carga admisible de compresión y tensión para fundaciones profundas y constante de balasto para solicitudes estáticas y dinámicas. Para el caso de suelos finos saturados y en tanto ello fuera relevante para la estructura, se deberá desarrollar una metodología que permita estimar la magnitud y distribución de los asentamientos, de modo que si se considera que ellos resulten excesivos se pueda modificar el proyecto.

Canteras para materiales de construcción

Los materiales naturales, tales como las rocas, gravas, arenas y suelos seleccionados, denominados frecuentemente áridos, inertes o agregados, según sus usos y aplicaciones, cumplen un rol significativo e importante en la calidad, durabilidad y economía de las obras viales y las obras de paso. La naturaleza y propiedades físicas de dichos materiales,

así como las formas en que se presentan, su disponibilidad y necesidad de procesamiento serán los factores principales que determinarán su uso.

Las técnicas de diseño y construcción han establecido especificaciones bastante precisas para el uso de estos materiales, por lo que será importante asegurar la existencia de áridos o agregados con calidad y cantidad suficiente para cubrir las necesidades de la obra.

La mayor o menor disponibilidad de éstos en las proximidades de la obra, así como la técnica necesaria para el procesamiento, afectan con frecuencia los costos de construcción, por lo cual se justifica una exploración sistemática del área del proyecto, siempre que se puedan lograr reducciones razonables de las distancias de transporte y de los procesos de transformación de los materiales.

Para esto se obtendrán estudios de los antecedentes geológicos de la zona del proyecto, y elaborar un mapa geológico o litológico en el cual se pueden definir las áreas donde existirán posibilidades de hallar los materiales requeridos, a través del conocimiento de las formaciones geológicas predominantes y la naturaleza de las rocas que las constituyen. Un análisis de las fotografías áreas o satelitales disponibles, en las cuales podrán identificarse afloramientos rocosos, terrazas o playas en las márgenes de los ríos, complementadas con información extraída de proyectos anteriores u obtenida a través de pobladores de la región, puede confirmar la existencia de tales materiales, precisar las áreas en las cuales continuar desarrollando las siguientes etapas y planificar la forma y los medios que deberán utilizarse en ellas.

Habiendo identificado las fuentes, se deberá realizar la verificación en el terreno y la auscultación superficial y toma de muestras representativas en algunas de las localizaciones que sean a su vez representativas de otras en la región y que sean relativamente más accesibles. Dicha auscultación, conjuntamente con los resultados de los ensayos de calidad que se efectuarán sobre las muestras recogidas permitirán conocer las características típicas de los materiales, su forma de presentación (ubicación, continuidad, homogeneidad, tamaños, configuración de partículas, calidad, etc.), así como obtenerse una estimación de los volúmenes disponibles y su aptitud para ser utilizados en diversos aspectos de la obra.

A nivel de estudio definitivo del proyecto será necesario disponer de información concreta acerca de la calidad de los materiales, requerimientos de procesamiento, rendimientos, volúmenes disponibles, formas de acceso a las fuentes, distancias de transporte, y en general de todos aquellos elementos que contribuyan a precisar los costos de la obra. Por tal motivo el estudio de canteras requerirá una exploración detallada de las fuentes seleccionadas, un mapeo y delimitación de la misma y la ejecución sistemática de pozos y sondeos, para clasificar y cuantificar con precisión los volúmenes disponibles.

La forma de sondeo y muestreo, así como los análisis a que serán sometidas las muestras, dependerán del uso a que estarán destinados los materiales. Se elaborarán registros de exploraciones para cada una de las prospecciones, en donde se detallarán las ubicaciones de las prospecciones con coordenadas y las características de los estratos encontrados tales como: tamaño, forma, color, espesor de cada estrato, profundidad de la prospección,

así como material fotográfico de las calicatas; de tal manera que en los registros se precisen las características de los estratos encontrados. El tipo y cantidad de ensayos a realizar estará acorde a los requerimientos establecidos en este manual y su ejecución cumplirán con las normativas aplicables vigentes, como las internacionales ASTM Y AASHTO. Para esto, los ensayos estándar a realizar son los siguientes:

Material para Terraplenes:

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422, MTC E107.
- Humedad Natural MTC E108.
- Límite Líquido de los suelos ASTM D-4318, MTC E110.
- Límite Plástico e Índice de Plasticidad ASTM D-4318, MTC E111.
- Determinación del Límite de Contracción, s se encuentra alta Actividad de los finos MTC E112.
- Gravedad Específica de los Suelos, MTC E113.
- Materia Orgánica en Suelos, MTC E118.

Material de Afirmado:

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422, MTC E107 9.
- Límite Líquido Malla N° 40 ASTM D-4318, MTC E110.
- Límite Plástico Malla N° 40 ASTM D-4318, MTC E111.
- Clasificación SUCS ASTM D-2487.
- Clasificación de Suelos AASHTO M-145, ASTM D-3282.
- Contenido Sales Solubles Totales, MTC E219.
- Materia Orgánica en Arena ASTM C-140, MTC E213.
- Partículas Chatas y Alargadas ASTM D-4791.
- Porcentaje de Caras de Fractura ASTM D-5821, MTC E210.

Material de Sub-base y Base:

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422, MTC E107 9.
- Material que pasa la Malla N° 200 ASTM C-117, MTC E202.
- Límite Líquido Malla N° 40 ASTM D-4318, MTC E110.
- Límite Plástico Malla N° 40 ASTM D-4318, MTC E111.
- Clasificación SUCS ASTM D-2487.
- Clasificación de Suelos AASHTO M-145, ASTM D-3282.
- Contenido Sales Solubles Totales MTC E219.
- Materia Orgánica en Arena ASTM C-140, MTC E213.

- Partículas Chatas y Alargadas ASTM D-4791.
- Porcentaje de Caras de Fractura ASTM D-5821, MTC E210.

Material de Mezcla Asfáltica:

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422, MTC E107 9.
- Material que pasa la Malla N° 200 ASTM C-117, MTC E202.
- Límite Líquido Malla N° 40 ASTM D-4318, MTC E110.
- Límite Plástico Malla N° 40 ASTM D-4318, MTC E111.
- Clasificación SUCS ASTM D-2487.
- Clasificación de Suelos AASHTO M-145, ASTM D-3282.
- Contenido Sales Solubles Totales MTC E219.
- Materia Orgánica en Arena ASTM C-140, MTC E213.
- Partículas Chatas y Alargadas ASTM D-4791.
- Porcentaje de Caras de Fractura ASTM D-5821, MTC E210.
- Porcentaje de Caras de Fractura ASTM D-5821, MTC E 210.
- Gravedad Especifica y Absorción del Agregado Grueso ASTM C-127, MTC- E206.
- Gravedad Especifica y Absorción del Agregado Fino ASTM C-128, MTC-E205.
- Peso Unitario del Agregado Grueso ASTM C-29, MTC-E203.
- Peso Unitario del Agregado Fino ASTM C-29, MTC-E203.
- Determinación Cuantitativa de Cloruros del Agregado Grueso NTP 339.
- Determinación Cuantitativa de Cloruros del Agregado Fino NTP 339.
- Determinación Cuantitativa de Sulfatos del Agregado Grueso NTP 339.
- Determinación Cuantitativa de Sulfatos del Agregado Fino NTP 339.

Material de Concreto Portland:

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422, MTC E 107 y MTC E202.
- Material que pasa la Malla N° 200 ASTM C-117.
- Límite Líquido Malla N° 40 ASTM D-4318, MTC E110.
- Límite Plástico Malla N° 40 ASTM D-4318, MTC E111.
- Clasificación SUCS ASTM D-2487.
- Terrones de Arcilla en los agregados ASTM C-142, MTC E212.
- Contenido Sales Solubles Totales MTC - E219 (Agregado Grueso).
- Contenido Sales Solubles Totales MTC - E219 (Agregado Fino).
- Materia Orgánica en Arena ASTM C-140, MTC E213.

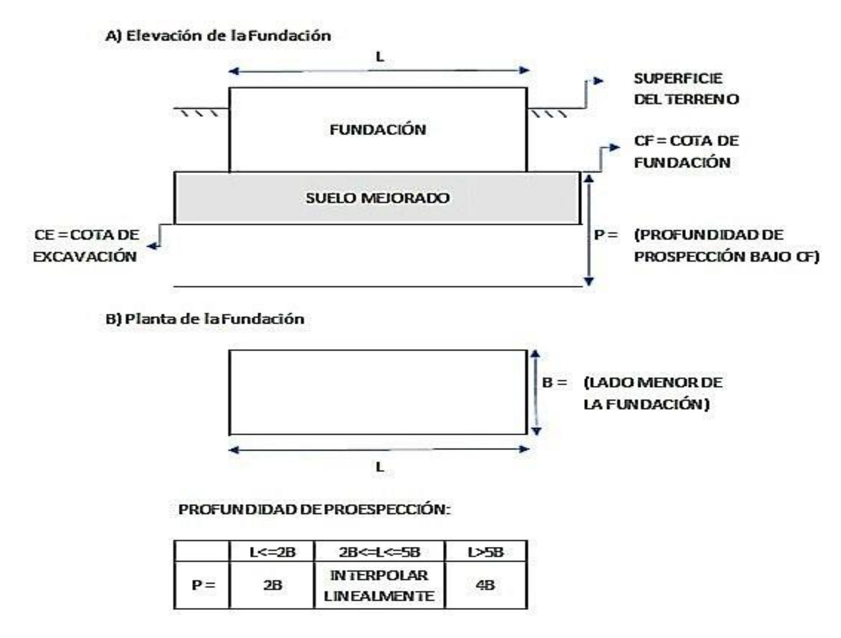
- Partículas Chatas y Alargadas ASTM D-4791.
- Porcentaje de Caras de Fractura ASTM D-5821, MTC E 210.
- Gravedad Especifica y Absorción del Agregado Grueso ASTM C-127, MTC- E206.
- Gravedad Especifica y Absorción del Agregado Fino ASTM C-128, MTC-E205
- Peso Unitario del Agregado Grueso ASTM C-29, MTC-E203.
- Peso Unitario del Agregado Fino ASTM C-29, MTC-E203.
- Determinación Cuantitativa de Cloruros del Agregado Grueso NTP 339.
- Determinación Cuantitativa de Cloruros del Agregado Fino NTP 339.
- Determinación Cuantitativa de Sulfatos del Agregado Grueso NTP 339.
- Determinación Cuantitativa de Sulfatos del Agregado Fino NTP 339.
- Carbón y Lignito NTP 400.023, MTC E211.

Profundidades de las exploraciones

La profundidad de las exploraciones y sondeos estará definida considerando un pre-dimensionamiento de la cimentación y de las condiciones locales del subsuelo. Si las condiciones del subsuelo lo requieren se deberá extender la profundidad de los sondeos por debajo del nivel de cimentación de 2 a 3 veces el ancho previsto de zapatas, o 2 metros bajo el nivel inferior de las cimentaciones profundas. En el caso de macizos rocosos, el especialista recomendará extender la profundidad de los sondeos de 1 a 3 metros por debajo del nivel estimado de cimentación.

Para fundaciones directas la exploración debe extenderse por debajo de la cota de fundación prevista, hasta alcanzar las profundidades establecidas en la Figura 6.2, exceptuando los casos en los que a profundidades menores se alcance suelo competente como por ejemplo roca, gravas muy compactas, suelos con cementación, etc., en cuyo caso y siempre que se avale la continuidad en profundidad de dichos suelos, la exploración podrá detenerse al inicio de ellos. Para todo efecto, incluida la definición de la profundidad de exploración, la cota de fundación corresponde al nivel de apoyo de las zapatas, independientemente de si se utiliza un mejoramiento del suelo por debajo de dicha cota.

Para fundaciones profundas, tales como pilotes la penetración requerida para los pilotes se deberá determinar con base en la resistencia a las cargas verticales y laterales y el desplazamiento tanto del pilote como de los materiales subsuperficiales. En general, a menos que se tope con un rechazo, la penetración de diseño de cualquier pilote debería ser mayor o igual que 3,000 mm en suelo cohesivo duro o material granular denso, y mayor o igual que 6,000 mm en suelo cohesivo blando o material granular suelto.



	L<=2B	2B<=L<=5B	L>5B
P =	2B	INTERPOLAR LINEALMENTE	4B

Figura 6.2 Profundidad recomendada de prospección para fundaciones directas.
Fuente: Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Perú, Manual de diseño de puentes, 2009.

Criterios de diseño

A partir del estudio de las condiciones geotécnicas de la zona de proyecto es posible establecer las condiciones físicas y mecánicas del suelo o roca que será utilizado para apoyar las fundaciones del puente.

Para los suelos se debe definir peso volumétrico, resistencia al corte, compresibilidad, potencial de expansión o de colapso y potencial de licuefacción. En caso de rocas se deberá definir la dureza, compacidad, resistencia al intemperismo, índice de calidad y resistencia a la compresión.

Con esto se definen las tensiones de contacto admisibles para fundaciones directas, carga admisible de compresión y tensión para fundaciones y constantes de balasto estáticas y dinámicas permitiendo la definición de los estados límites de falla.

En este sentido será posible analizar la influencia de suelos blandos, expansivos o colapsables bajo las fundaciones para viabilizar o descartar su uso como estrato portante; calcular las excentricidades entre los puntos de aplicación de cargas resultantes y el centroide geométrico de la cimentación; definir la susceptibilidad a pérdida de resistencia de los suelos; revisar de factores de seguridad; establecer los límites de asentamientos totales y diferenciales; y establecer otras precauciones especiales. Los criterios geotécnicos para caracterización geotécnica y geomecánica son:

- La estabilidad de la excavación subterránea será analizada bajo las condiciones geológicas estructurales de las discontinuidades, de la calidad y resistencia del estrato.
- El modelo geológico y geotécnico, se establecerá con base en los resultados de las perforaciones o sondeos exploratorios, los perfiles geológicos y reconocimientos superficiales evaluados con información existente y complementaría, y con base en los

resultados de ensayos de laboratorio de mecánica de rocas y suelos, como de ensayos de campo.

- Para la caracterización geomecánica se analizarán las propiedades físico-mecánicas de la roca intacta. Con las propiedades de la roca intacta y la evaluación de la calidad del suelo u estrato rocoso, grado de meteorización, y características de las discontinuidades, como condiciones de agua subterránea y comportamiento bajo esfuerzos redistribuidos se realizarán clasificaciones geomecánicas, con lo cual se evaluarán los parámetros para el diseño.

6.5.3 Cimentaciones

En la sección 10 de la AASHTO LRFD 2020, se establecen las disposiciones y criterios de diseño para las fundaciones de puentes y obras afines. Estas disposiciones se recomiendan ser respetadas en su totalidad en los diseños desarrollados, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen en las secciones analizadas a continuación. En el Numeral 6.5.2 de la presente guía de diseño se establecen los requisitos generales del reconocimiento geotécnico para desarrollar los estudios de las fundaciones de los puentes y obras anexas. En todo lo que no se contradiga con esas disposiciones, regirá lo establecido en el Artículo 4.3 de la Norma AASHTO.

En cuanto a cimentaciones, se distinguen las fundaciones directas, también llamadas superficiales, y las fundaciones profundas. Conforme se señala en el Artículo 4.2.1 de la AASHTO, la selección del tipo de fundación se basará en la evaluación de la magnitud y dirección de las cargas, la profundidad de los suelos con capacidad de soporte adecuada, las evidencias de crecidas previas, profundidades de socavación esperadas, potencialidades de licuefacción, y facilidades y costos de la construcción. En el caso de puentes sobre cursos de agua, uno de los parámetros más relevantes para definir el tipo de fundación será la profundidad esperada de la socavación total.

Condiciones Esperadas en los Suelos de Cimentación

La definición de la cimentación deberá tomar en cuenta la necesidad de restitución de suelo en caso que éstas no sean competentes a las acciones provenientes de la superestructura y deben pasar por un proceso de análisis que considere, entre otros aspectos los siguientes: desplazamientos horizontales por resistencia pasiva del suelo, capacidad de soporte mediante la revisión del porcentaje de área en compresión, resistencia al deslizamiento (directamente contra el suelo) y la determinación de la capacidad de soporte para falla local en condición estática de una fundación en o cerca de un talud.

El análisis de estabilidad del medio soportante deberá incluir la tensión de contacto normal y tangencial en el sello de la fundación, el eventual deterioro de la rigidez y resistencia del suelo de la ladera incluyendo el suelo bajo la base del talud. El factor de seguridad recomendado para lo estático es FSE > 1,50. Si no se verifica esta condición la fundación debe emplazarse por detrás de la superficie potencial de deslizamiento, de modo de duplicar, a nivel de cota de fundación, la distancia existente entre el talud y la superficie potencial de deslizamiento. El caso de apoyo en o cercano al talud de un terraplén deberá ser aprobado por el contratante (generalmente los ministerios de obra

pública), sin perjuicio de lo cual, sólo deberá ser admitido en tanto que se cumplan las siguientes condiciones: El material y la compactación empleados en la construcción del terraplén sean debidamente controlados; Los asentamientos diferenciales que se originan en la fundación apoyada en el terraplén, o entre ésta y los apoyos sobre pilas, estén dentro de los límites admisibles establecidos por el proyecto; Se verifique la estabilidad estática de la fundación de modo que satisfaga los factores de seguridad FSE > 1,50; Se dispongan las obras para proteger contra la erosión el talud del terraplén vecino a la fundación.

Todas las estructuras de los puentes deberán diseñarse considerando los estados límites requeridos, ductilidad, redundancia e importancia operativa, para lograr los objetivos de edificabilidad, seguridad y servicio, considerando también los aspectos necesarios relacionados a posibilidad de inspección, economía y estética. Los criterios de diseño toman en cuenta la metodología de Factores de Carga y Resistencia (LRFD), sin que sea intención de éstos reemplazar la capacitación y el criterio profesional del diseñador, sino que representan las condiciones y requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública, por lo que el propietario o el diseñador podrán requerir que la sofisticación del diseño o la calidad de los materiales o de la construcción sean más elevadas que lo establecido en estos criterios.

Estados límites

Los estados límites se establecen a partir del estudio de la posición del nivel freático, excentricidades, condiciones mecánicas de los suelos o roca de cimentación, cercanía de taludes y de fallas, grietas o cárcavas que pongan en peligro la seguridad de las estructuras. En este sentido se debe analizar las siguientes condiciones:

- Estado límite de servicio.
- Estado límite de fatiga y fractura.
- Estado límite de resistencia.
- Estado límite por eventos extremos.

Para todos los estados límites de servicio y correspondientes a eventos extremos, los factores de resistencia se deben considerar igual a 1.0, y todos los estados límites se deben considerar de igual importancia.

A menos que en el caso particular se especifique lo contrario, todos los elementos de cimentación deben considerar como criterio de diseño que la sumatoria de las fuerzas multiplicadas por los factores de carga y por los factores de modificación de carga (relacionados a ductilidad, redundancia e importancia operativa) sea menor o igual que la resistencia minorada, es decir la resistencia real afectada por un factor de seguridad.

Ductilidad

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera que se asegure el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos de falla. De forma general se puede asumir que los requisitos de ductilidad se satisfacen para una estructura en la cual la resistencia de una conexión es mayor o igual que 1.3 veces el máximo

requerimiento impuesto a la conexión por la acción inelástica de los elementos adyacentes.

Para el estado límite de resistencia el factor de carga por ductilidad se recomienda ser mayor o igual que 1.05 para elementos y conexiones no dúctiles, 1.0 para diseños y detalles convencionales y 0.95 para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejor la ductilidad. Dicho factor será de 1.0 para todos los demás estados límites.

Redundancia

A menos que existan motivos justificados para evitarlas, se deben utilizar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas. Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocarán el colapso del puente, se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica traccionados se pueden diseñar como de fractura crítica. Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia el factor de carga por redundancia será mayor o igual que 1.05 para elementos no redundantes, 1.0 para niveles convencionales de redundancia y 0.95 para niveles excepcionales de redundancia. Dicho factor será de 1.0 para todos los demás estados límites.

Importancia operativa

Se aplica tomando en cuenta los estados límites de resistencia correspondientes a eventos extremos. En este caso, será el propietario quien defina que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo son de importancia operativa.

Para el estado límite de resistencia el factor de carga por importancia operativa será mayor o igual que 1.05 para puentes importantes, 1.0 para puentes típicos y 0.95 para puentes de relativa poca importancia. Dicho factor será de 1.0 para todos los demás estados límites.

Cimentaciones superficiales

Las cimentaciones directas o superficiales son aplicables a situaciones en las que el suelo competente, o el nivel de socavación esperada se encuentra, por lo general, a una profundidad bajo la superficie del terreno no mayor a 1 a 2 veces el lado menor de la fundación y donde no existan condiciones difíciles para agotar el nivel freático. El suelo competente para una fundación directa corresponde a aquel que presenta, en un espesor no inferior a dos veces el lado menor de la fundación, una rigidez y resistencia al corte adecuado al nivel de esfuerzos trasmitidas por las fundaciones, de modo de garantizar la capacidad de soporte y de mantener los asentamientos y giros de fundación bajo los niveles admisibles exigidos por el proyecto estructural.

Las fundaciones sobre roca sana, masiva y resistente a la erosión se podrán apoyar directamente sobre la superficie de la roca en tanto, que se la someta a una limpieza

previa. Si se requiere suministrar una resistencia adicional al deslizamiento en la fundación se preferirá el uso un diente (dentellón) de corte embebido en la roca y en la fundación, más que profundizar la cota de fundación embebiéndola en la roca.

Las fundaciones apoyadas en suelos y rocas degradables deberán alcanzar una profundidad que suministre la capacidad de soporte considerada en el diseño y que se encuentre por lo menos a 2.0 m por debajo del nivel de socavación total. De no existir problemas de socavación, la cota de fundación deberá ubicarse en el suelo o la roca degradable con la capacidad de soporte considerada en el diseño, a una profundidad mínima de 100 cm bajo la superficie del terreno natural. Si a esa profundidad no se alcanza el suelo o la roca degradable con la capacidad de soporte requerida, la fundación debe profundizarse hasta alcanzar un suelo o roca con las características adecuadas. En todos los casos, la cara superior de la fundación deberá quedar por debajo de la superficie del terreno. En el caso de fundaciones apoyadas en rellenos confeccionados con materiales y compactación controlada y en tanto, no existan problemas de erosión, o se dispongan elementos de protección contra la erosión, se utilizará una profundidad mínima de 120 cm. No obstante, deberán analizarse las condiciones de apoyo del relleno sobre el suelo natural, de modo de incluir el efecto que tengan estas condiciones en la estabilidad de la fundación. Sin perjuicio de lo establecido para fundaciones en laderas, las fundaciones que se apoyen en o cerca del borde de un talud, deberán emplazarse de modo que la línea que une el pie del talud y el borde de la fundación más cercano al talud, presente una pendiente igual o inferior a 2:1 (H:V). En el caso de rocas o de suelos con cohesión se podrán utilizar pendientes mayores, lo que debe ser avalado por un estudio geotécnico que tenga en cuenta los planos de clivaje de la roca y las características de resistencia del suelo.

Para las cimentaciones superficiales es necesario verificar su rigidez, de forma que, si no cumple con este requisito, la estructura de fundación debe ser analizada como una viga o una losa apoyada sobre un medio elástico representado por una constante de balasto.

Como caso especial de cimentaciones superficiales deben estudiarse las pilas de fundación, las cuales se analizan como elementos rígidos, pudiéndose incorporar a restricción del suelo en sus caras laterales si el suelo que las embebe y el sistema constructivo empleado en su materialización, garantizan el contacto entre la cara de la pila y el suelo. La restricción en la cara lateral de la pila actúa a partir de la profundidad de inicio del suelo competente, o bien, a partir de la profundidad alcanzada por la socavación total, adoptándose la mayor profundidad que se obtenga con ambos criterios. El inicio del suelo competente podrá ser la superficie del terreno, salvo que los horizontes superficiales correspondan a suelos blandos con baja resistencia lateral, o bien, suelos susceptibles de licuarse.

Las pilas de fundación pueden estructurarse con y sin base ensanchada. Podrán ser hormigonadas en sitio en contra de las paredes de una excavación, ser construidas en sitio colocando posteriormente un relleno compactado, suelo cemento o concreto pobre entre la pila y la pared de la excavación, o bien, ser materializadas como un elemento prefabricado hincado en el suelo. En este último caso, si se perturba el suelo circundante para facilitar la hinca, el módulo de deformación del suelo contribuyente en las caras

laterales se reducirá en 50%. La incorporación de la restricción lateral del suelo introduce disminuciones en las dimensiones de la pila, en tanto, que la altura de suelo contribuyente en sus caras laterales sea, por lo menos, 2 veces el ancho en compresión en la base de la pila medido en la dirección paralela al plano donde actúan las presiones y que la rigidez del suelo bajo la cota de fundación no supere en más de 3 veces la del suelo contribuyente en las caras laterales de la pila. Al incorporar la restricción lateral del suelo se acepta hasta un 50% de área en compresión en la base de la pila, lo que permite un mejor aprovechamiento de la restricción lateral.

Cimentaciones profundas

Cuando el suelo es competente o el nivel de socavación esperada se encuentre profundo, de tal forma que dificulte las labores de excavación, ya sea por problemas de agotamiento o de estabilidad de las paredes de dicha excavación, se recurre a fundaciones profundas tales como pilotes o pilas de fundación. Para el análisis de las cimentaciones profundas, se debe considerar la revisión y cumplimiento de las siguientes cargas:

- Los esfuerzos horizontales y de momento, las cuales se aplican en las cabezas de los elementos y permite que las estructuras de cimentación sean analizadas como vigas en medio elástico, en las que la colaboración lateral del suelo se inicia a partir de la mayor profundidad entre el inicio del suelo competente y la profundidad de socavación total. El inicio del suelo competente podrá ser la superficie del terreno, salvo que los horizontes superficiales correspondan a suelos blandos con baja restricción lateral, o bien suelos susceptibles de licuarse durante un evento sísmico.
- La capacidad de soporte lateral del suelo, donde la tensión horizontal, que se desarrolla a una profundidad z entre el suelo y el pilote en la zona contribuyente se expresa en tonf/m^2, y requiere la verificación de fuerzas estáticas y dinámicas.
- La configuración columna – pilote, la que se origina cuando el pilote se prolonga por sobre el nivel del terreno, con o sin disposición de una viga cabezal, de esta manera la parte que se encuentra bajo el terreno se le denomina pilote y la se encuentra sobre la misma columna. En este caso, el control de la longitud de suelo plastificado es importante ya que, de lo contrario, los esfuerzos en el pilote y los desplazamientos en la superestructura pueden traspasar los límites admisibles.
- La corrección de la rigidez del suelo en un grupo de pilotes.
- El análisis del comportamiento de un grupo de pilotes.
- El efecto del desplazamiento horizontal del suelo, en el caso de pilotes ubicados en la zona del talud de un terraplén apoyado en suelo blando.
- La constante del resorte de interacción suelo-pilote, entre el relleno del terraplén y el pilote.

Instrumentos e inspecciones

Para asegurar que las cimentaciones cumplan con su función adecuadamente se debe definir los mecanismos y equipos necesarios para una adecuada inspección y registro.

Para esto será necesario definir los criterios de inspección y registro de conformidad a lo siguiente:

- Inspección y registro de movimientos:
  - Mediciones de asentamiento y su evolución.
  - Mediciones de giros y desplazamiento y su evolución.
    Para estas mediciones se podrá hacer uso de métodos ópticos (niveles y taquímetros), mecánicos (niveles, clinómetros o plomadas) o analógicos (galgas y sensores).
- Inspección y registro de grietas.
  - Indicación de grietas en el plano.
  - Toma de fotos con referencias.
  - Medición de asentamientos y su evolución.
  - Seguimiento de apertura de fisuras (geometría, trazado, aparición y evolución).
  - Medición de distorsiones con pernos de referencia.
  - Control de evolución de movimientos.
    Para estas mediciones se podrá hacer uso de métodos ópticos (niveles y taquímetros), mecánicos (niveles, clinómetros o plomadas) o analógicos (galgas y sensores).
- Análisis de la patología detectada.
  - Identificación del tipo de movimiento (asiento de borde, asiento central, asiento generalizado, giros parciales, giros globales).
  - Estudio de las características del terreno (pozos, análisis in situ del terreno, informes geotécnicos).
  - Estudio de las características de la cimentación (dimensiones, características constructivas y conservación).
  - Estudio de la estructura para determinar cargas de cimentación (métodos matriciales, elementos finitos).
- Estudio del terreno, de la cimentación y de las causas de fallo.
  - Sistemas geofísicos (refracción sísmica, resistividad eléctrica, georradar).
  - Sistemas geofísicos (ensayos down hole y cross hole).

De igual forma se deberán definir los criterios de validación de cimentaciones existentes: Modelos elásticos, modelos plásticos, estimación de asientos, modelos de cálculo de cimentaciones, condiciones constructivas y de control, suelos incoherentes y suelos coherentes.

6.6 Estudios Geofísicos

Los estudios de geofísica tienen como finalidad verificar las condiciones del subsuelo a través de la observación de fenómenos físicos relacionados con la estructura geológica. AASHTO LRFD "Especificaciones para Diseño de Puentes" en el numeral 10.4.5 detalla que las pruebas geofísicas deben usarse solo en combinación con información de métodos directos de exploración, como SPT, CPT, etc. para establecer la estratificación de los materiales del subsuelo, el perfil de la parte superior del lecho rocoso y la calidad del lecho rocoso, la profundidad del agua subterránea, los límites de los tipos de depósitos de suelo, la presencia de vacíos, depósitos anómalos, tuberías enterradas y profundidades de cimientos existentes. Las pruebas geofísicas se seleccionarán y realizarán de acuerdo con las normas ASTM disponibles. Por tanto, a través de los métodos geofísicos será posible: determinar propiedades físicas del terreno, establecer estratigrafía de los materiales, evaluar la disposición de heterogeneidades, fallas y nivel freático, así como determinar propiedades de los suelos y rocas para deducir o evaluar adecuadamente su comportamiento mecánico.

Para evaluar las condiciones específicas de cimentación de un puente es importante considerar diversos tipos de métodos geofísicos, incluyendo los siguientes: método gravimétrico, método magnético, métodos eléctricos y métodos sísmicos.

El método gravimétrico se emplea como un método de reconocimiento general para la definición de los límites de los acuíferos (profundidad de las formaciones impermeables, extensión de la formación acuífera, naturaleza y estructura de las formaciones del subsuelo), detección de cavidades, delimitación de zonas de relleno o incluso yacimientos, lo cual será importante en puentes para identificar la presencia de aguas subterráneas o cavidades asociadas a baja capacidad portante en los sitios de fundación de la subestructura de puentes.

El método magnético es una herramienta útil para la realización de estudios de geología regional y estructural, por lo que será conveniente para la identificación de posibles fallas que puedan atravesar las zonas cercanas al puente. La relevancia de dichas fallas deberá ser analizada por su potencial de actividad sísmica o bien como cauce de flujos preferenciales de agua subterránea que puedan poner en peligro las cimentaciones de la estructura.

Los métodos eléctricos se emplean como métodos de reconocimiento y de detalle, en la investigación de aguas subterráneas, y permitirán generar mapas de isoresistividad, con los que será posible definir los límites de acuíferos, el nivel del agua en los acuíferos (como se muestra en la Figura 6.3) e incluso desarrollar cartografía de las unidades litológicas. Esto es importante determinar con precisión durante de la fase de diseño de un puente en el que se proyecte la presencia de flujos subterráneos que puedan causar arrastre inestabilidad en las estructuras de cimentación.

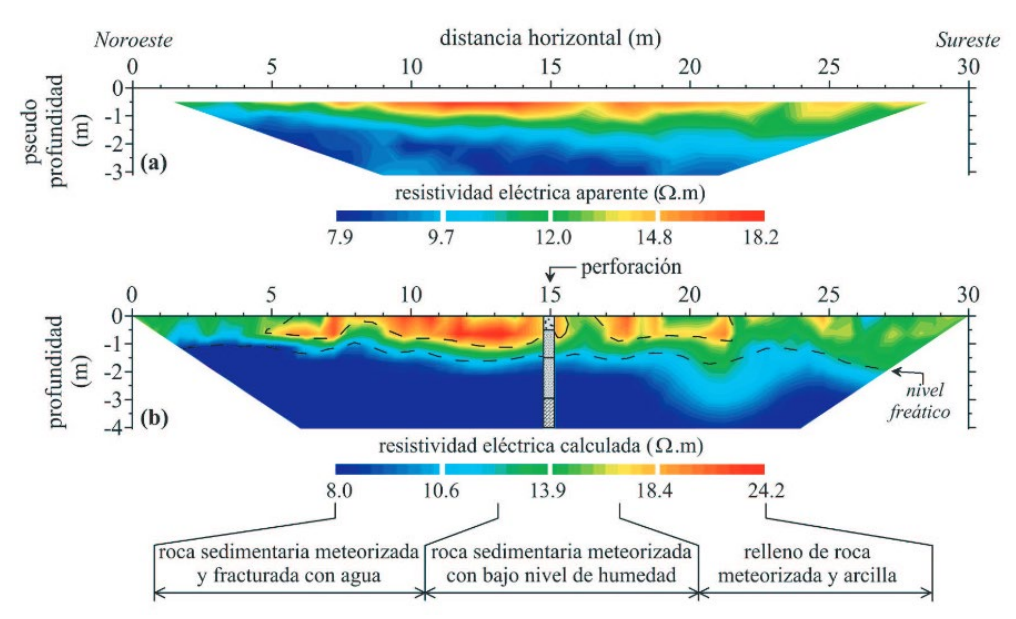


Figura 6.3 Identificación de nivel de agua subterránea mediante método resistividad eléctrica. Fuente: revistas.utp.ac.pa, consultado: 17/mayo/2021.

Los métodos sísmicos, que son los más ampliamente utilizados en los diseños de grandes estructuras como puentes, se basan en la medición de variaciones de velocidad de propagación de ondas de choque, producidas de forma natural (sismos) o artificial (por un impacto en el suelo o por una explosión), con los cuales se puede obtener una imagen aproximada de la estratigrafía del terreno. Los métodos sísmicos más utilizados son: método de reflexión y refracción sísmica; métodos bore-hole (en los cuales se incluyen up-hole, down-hole y cross-hole); y los métodos de medición de ondas superficiales MASW y MAM, que se fundamentan en la teoría de ondas.

El método de refracción es uno de los de mayor uso y aplicación para puentes principalmente en las primeras etapas de diseño. Se utiliza para la caracterización de suelos medición, la definición de espesores de recubrimiento e identificación preliminar de la profundidad de nivel freático, bajo ciertas condiciones. De forma similar podrá hacerse uso del método de reflexión sísmica, con la ventaja que permite la obtención de información de capas muy profundas para la cuantificación de depósitos de roca y permite identificar zonas de saturación y porosidad de un acuífero, así como en la localización de saltos en fallas geológicas. El uso de estos métodos es recomendable, a menos que se defina lo contrario por el especialista en la ingeniería básica. En la Figura 6.4 se muestra un ejemplo del uso del equipo para aplicar el método que permite obtener la variación vertical y lateral de la velocidad de la onda de compresión para estimar la profundidad del lecho rocoso.

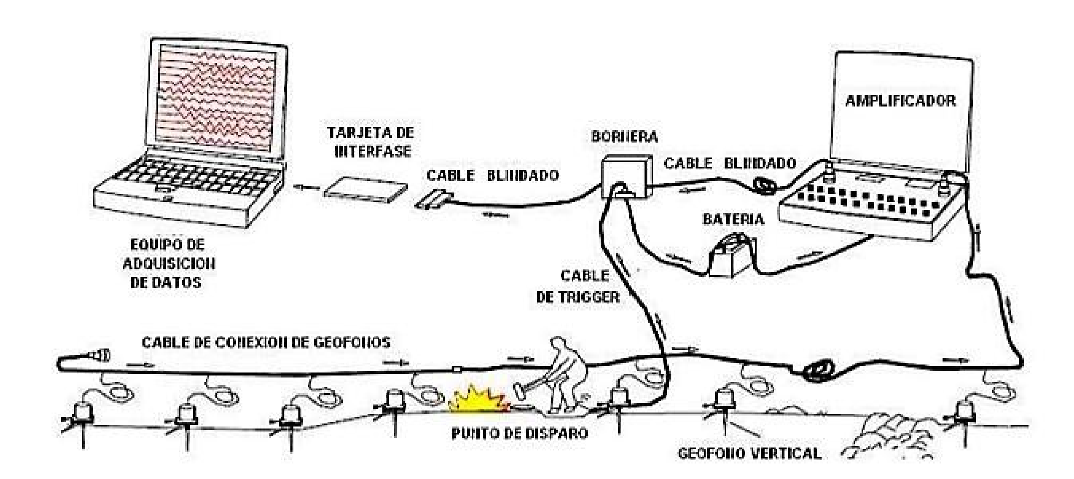


Figura 6.4 Disposición de equipo para el ensayo de refracción sísmica.
Fuente: López, 2008 UES.

Los métodos de exploración denominados bore-hole son utilizados para el registro y análisis de mediciones realizadas en pozos, y se utilizaran en la determinación de propiedades físicas y químicas de suelos y roca, permitiendo: identificación de la litología y su correlación estratigráfica; medición de la porosidad, permeabilidad, densidad bulk y propiedades elásticas; caracterización de fracturas y porosidad secundaria y la identificación de pequeños depósitos de contaminantes. Los métodos más importantes de exploración en pozos son: Método Up-Hole (para registrar la llegada de ondas sísmicas en forma ascendente), Down Hole (registrar el desplazamiento de ondas en forma descendente) y Cross-Hole (se emite una onda de corte o compresionales en un pozo fuente y se registra su propagación en la dirección horizontal mediante receptores colocados pozos adyacentes en un arreglo lineal).

Los métodos de exploración denominados Bore-Hole son utilizados para el registro y análisis de mediciones realizadas en pozos, y se utilizaran en la determinación de propiedades físicas y químicas de suelos y roca, permitiendo: identificación de la litología y su correlación estratigráfica; medición de la porosidad, permeabilidad, densidad bulk y propiedades elásticas; caracterización de fracturas y porosidad secundaria y la identificación de pequeños depósitos de contaminantes. Los métodos más importantes de exploración en pozos son: Método Up-Hole (para registrar la llegada de ondas sísmicas en forma ascendente), Down Hole (registrar el desplazamiento de ondas en forma descendente) y Cross-Hole (se emite una onda de corte o compresionales en un pozo fuente y se registra su propagación en la dirección horizontal mediante receptores colocados pozos adyacentes en un arreglo lineal). Estos métodos se recomiendan deben ser requeridos para el análisis del efecto de ondas sísmicas en los estratos de cimentación. La Figura 6.5 muestra el método Cross Hole, una de las diferencias entre los métodos up, down y cross radica en la ubicación de la fuente emisora y la dirección en la que viaja hacia los geófonos.

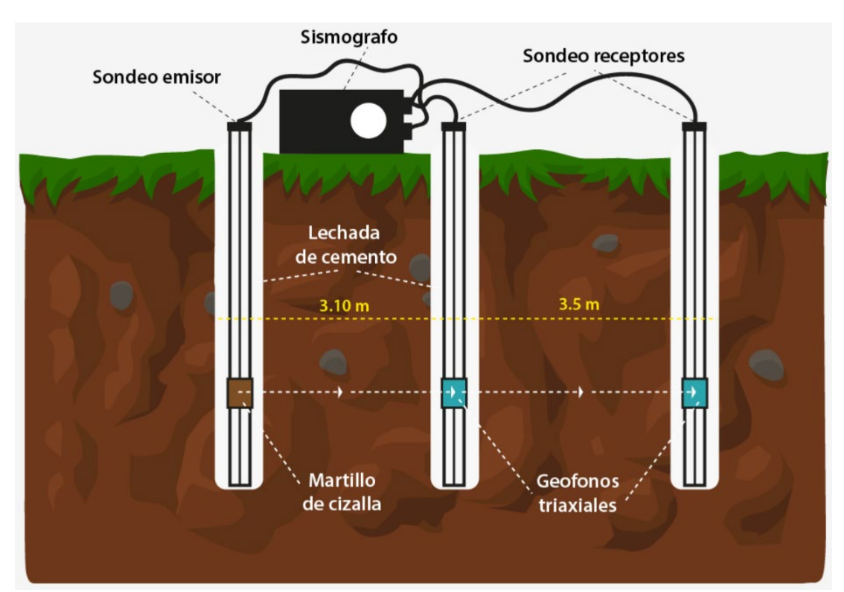


Figura 6.5 Ejemplo de un esquema de prueba Crosshole.
Fuente: http://virtual.umng.edu.co, consultado: 17/junio/2021.

Por otra parte, los ensayos de medición de ondas superficiales en arreglos multicanales (MASW y MAM) consisten en generar ondas vibratorias en la superficie del terreno y registrar a distancias variables el arribo de las ondas de corte (Ondas S), con las cuales se determinan los cambios de velocidad a lo largo de los contactos.

El Ensayo MASW o Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal permitirá determinar la estratigrafía del subsuelo bajo un punto en forma indirecta, basándose en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que la conforman y requiere la interpretación de las ondas superficiales (Ondas Rayleigh) de un registro en arreglo multicanal, generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno, obteniéndose el perfil de velocidades de ondas de corte (Vs) para el punto central de dicha línea. Con MASW será posible obtener mayor detalle y resolución de la estratigrafía del suelo a lo largo del tendido sísmico, lo cual en el caso de encontrar suelos con manto rocoso superficial (<30metros) permite conocer el relieve de la roca en forma precisa, y en el caso de suelos sedimentarios, conocer las profundidades de las diferentes unidades geotécnicas que sirven para definir niveles o sellos de fundación de estructuras proyectadas. De igual forma, en caso de investigar la roca de fundación, se puede realizar un estudio más detallado de las propiedades geotécnicas de ésta, incluyendo la velocidad de onda de compresión (Vp) y de corte (Vs) lo que permitirá inferir el módulo de Poisson, el módulo de rigidez y el módulo de corte de la roca.

Por su parte, el ensayo MAM o Análisis de Microtrepidaciones en Arreglos Multicanales, consiste en monitorear las vibraciones ambientales en arreglos predeterminados y mediante el análisis de dispersión de éstas determinar el perfil de velocidades de ondas S. La combinación de los métodos MASW y MAM, permitirán obtener perfiles de ondas S a profundidades promedio de hasta 100 metros. Ya sea con el método MAM o MASW la interpretación de los registros debe permitir disponer de una curva de dispersión, es decir, un trazado de la velocidad de fase de las ondas superficiales versus la frecuencia y

posteriormente, mediante un procedimiento de cálculo inverso iterativo (método de inversión) y a partir de la curva de dispersión calculada se obtiene el perfil sísmico del terreno en función de Vs para cada punto de estudio.

El uso de estos métodos MASW y MAM, individual o preferentemente combinados, se recomienda para las etapas de diseño definitivo de puentes, especialmente de aquellos catalogados como críticos o especiales.

La normativa de AASHTO define los estudios geofísicos para la investigación superficial (Tabla 6.4) y de pozos (Tabla 6.6) para puentes y, adicionalmente en la ASTM se indican distintos métodos geofísicos superficiales (Tabla 6.5) y de pozo (Tabla 6.7) para el estudio en puentes. Dichas especificaciones se presentan a continuación.

Tabla 6.4 Matriz de métodos geofísicos superficiales en relación con los objetivos de la investigación.

Objetivo/Método	Refracción y Reflexión	Onda de superficie	Resistividad	Electromagnético	Georradar	Microgravedad	Magnetometría	Potencial propio
Litología y estratigrafía	√	√	√	√	√			
Topografía de lecho rocoso	√	√	√	√	√	√	√	
Mesa de agua	√		√		√			
Rasgabilidad	√							
Perfil de velocidad de la onda de corte		√						
Detección de fallas	√		√	√	√	√		
Detección de huecos y cavidades	√	√	√	√	√	√		
Flujo de fluido subsuperficial				√				√
Anomalías ferrosas			√		√		√	
Anomalías conductivas			√	√	√			√
Potencial de corrosión			√					

Fuente: NCHRP (National Cooperative Highway Research Program) Manual de Investigaciones Subsuperficiales 2019, Tabla 4-1.

Tabla 6.5 Guías o Normas ASTM para métodos geofísicos superficiales.

Método Geofísico	ASTM Guía o Norma
Guía estándar para la selección de método geofísico superficial	D6429
Refracción sísmica	D5777
Reflexión sísmica	D7128
Resistividad eléctrica	D6431
Resistividad del suelo	G57
Dominio-frecuencia electromagnética	D6639
Dominio-tiempo electromagnética	D6820
Geo radar	D6432
Microgravedad	D6430

Fuente: NCHRP, Manual de Investigaciones Subsuperficiales 2019, Tabla 4-2.

Tabla 6.6 Matriz de métodos geofísicos de pozo en relación con los objetivos de la investigación.

	Agujero Transversal sísmico	Fondo de pozo sísmico	Calibrar	Resistividad	Potencial espontáneo	Inducción	Gamma natural	Densidad gamma-gamma	Porosidad de neutrones	Televisor acústico	Registro sísmico
Litología				√	√	√	√	√	√		
Perfil de velocidad de onda sísmica	√	√									√
Ubicación y características de falla			√							√	
Densidad, porosidad y contenido de agua								√	√		
Diámetro del pozo			√								

Fuente: NCHRP, Manual de Investigaciones Subsuperficiales Tabla 4-3, 2019.

Tabla 6.7 Guías ASTM para investigaciones geofísicas de pozos.

Método Geofísico	ASTM Guía o Norma
Guía estándar para realizar registros geofísicos de pozos	D5753
Densidad gamma natural y gamma-gamma	D6274
Inducción electromagnética	D6726
Porosidad de neutrones	D6727
Crosshole	D4428
Downhole	D7400

Fuente: NCHRP, Manual de Investigaciones Subsuperficiales Tabla 4-4, 2019.

6.7 Consideraciones sísmicas

La región centroamericana presenta una alta sismicidad, debido principalmente a: la zona de subducción en el límite de las placas Cocos y Caribe; las fallas locales situadas en la cadena volcánica; la falla de Motagua en el límite de las placas de Norteamérica y el Caribe; la zona de fractura en Panamá en el límite de las placas Cocos y Nazca y el cinturón del norte de Panamá. A partir de esto, se define a los países de Guatemala y El Salvador con mayor sismicidad, seguidos por Costa Rica y Nicaragua, y más atrás Panamá y Honduras.

Para el contexto sísmico de la región se vuelve de suma importancia el establecer requerimientos sísmicos para el diseño de puentes y obras de paso, de lo cual países centroamericanos como Guatemala, El Salvador, Nicaragua y Costa Rica usualmente adoptan metodologías AASHTO (Especificaciones para Diseño de Puentes AASHTO LRFD 2020 y las especificaciones de Guía AASHTO para el Diseño de Puentes Sísmicos LRFD 2011), adaptándolas a las características propias de cada país. En Costa Rica también se utiliza el manual Guide Specifications for Seismic Isolation Desing 2014. De esto se establece que los puentes deben diseñarse para tener una baja probabilidad de colapso, pero pueden sufrir daños significativos e interrupción del servicio cuando están sujetos a movimientos sísmicos. Definiéndose así, las consideraciones sísmicas para la infraestructura deben cumplir las suposiciones siguientes:

- Las fuerzas resultantes de las acciones sísmicas moderadas o pequeñas serán soportadas por los materiales, trabajando dentro del rango elástico, sin la producción de daños significativos en las obras.
- En el procedimiento de diseño se deben considerar la zonificación sísmica, las características del sitio, grado de importancia de la obra de paso, su configuración y su sistema estructural. Los efectos o cargas originadas por un sismo estarán en función a un determinado coeficiente sísmico, el cual es propio de cada país.
- La acción de sismos severos no producirá el colapso total o parcial del puente u obra.
- En general, no se puede obtener una validez de conto - beneficio, si se planifican las medidas que no permitan daños menores a impactos sísmicos poco frecuentes y alta

intensidad. En este caso, se recomienda mejorar la eficiencia de la inversión en reducción de riesgos teniendo en cuenta: 1) el nivel de las medidas para evitar daños graves, como puentes colapsados (permite a algunos daños menores); y 2) estructura que toma en consideración la prontitud de la recuperación funcional después de un desastre.
- En lo posible, los daños producidos deberán ser fáciles de detectar y accesibles para la inspección y su posterior reparación.

Entre los requerimientos a satisfacer con un adecuado diseño se encuentran:

- La clasificación operacional de los puentes según su importancia.
- La selección de los sismos de diseño resultado de los estudios de sitio que se hayan realizado y en función del factor de importancia de la obra.
- Seleccionar sistemas estructurales cuyo desempeño esperado bajo la acción sísmica sea razonablemente predecible y controlable con decisiones de diseño debidamente probadas.

6.7.1 Estudio de Peligrosidad Sísmica

La peligrosidad sísmica de una región se le denomina a la probabilidad que se produzcan en ella movimientos sísmicos de una cierta importancia en un plazo determinado, se define como la probabilidad de excedencia de un cierto valor de la intensidad del movimiento del suelo producido por terremotos, en un determinado emplazamiento y durante un periodo de tiempo dado. La definición comúnmente aceptada fue dada por la UNDRO (1980), según la cual la peligrosidad H (de Hazard) se representa por medio de una función de probabilidad del parámetro indicativo de la intensidad del movimiento, x, en un emplazamiento s, mediante la siguiente expresión:

$$H = P\,[x(s) \geq x0;\ t] \qquad (6.1)$$

Donde P representa la probabilidad de superación de un valor umbral x_0 del parámetro elegido durante un tiempo t.

En Centroamérica la sismicidad se da por fuentes de origen diverso, resultando idóneo el cálculo de la peligrosidad separando la contribución de diferentes escenarios, con la consiguiente caracterización del movimiento esperado por acción de cada uno de ellos. Para lo cual se recomienda adoptar la metodología reciente que es propuesta en el documento Diseño Sísmico Estándar para Puente, elaborada por el proyecto GENSAI, primera edición de septiembre 2020, la cual está basada en AASHTO LRFD Bridge Design Specifications y las especificaciones de Guía AASHTO para el Diseño de Puentes Sísmicos LRFD 2011, comúnmente utilizadas en la región centroamericana tras adaptarla a características de cada país. Dichas metodologías tienen el fin último de estimar los espectros de respuesta correspondientes a los sismos máximos o esperados en cada escenario definido por medio de un procedimiento general o específico.

Los métodos de evaluación de la peligrosidad se clasifican en dos grupos:

Deterministas: Asumen la hipótesis de estacionalidad de la sismicidad, considerando que los terremotos en el futuro se producirán de forma análoga a como lo hicieron en el pasado y conducen a la estimación de los límites superiores del movimiento, expresados por los valores máximos del parámetro empleado para su descripción.

Probabilistas: Deducen las relaciones de recurrencia de los fenómenos sísmicos de una zona a partir de la información existente en la misma y con ellas obtienen las funciones de probabilidad de los parámetros buscados. Estas funciones asocian a cada valor del parámetro una probabilidad anual de excedencia, o bien un periodo de retorno, que se define como el valor inverso de esa probabilidad.

Los resultados del análisis dependen, por tanto, del método elegido, así como de la extensión del estudio. En cualquier caso, la correcta evaluación de la peligrosidad requiere conocer dos características importantes de la zona de estudio: la sismicidad de la región circundante o área de influencia, con identificación de zonas sísmicas en la misma y la atenuación sísmica regional. Combinando los dos aspectos se llega a determinar la intensidad del movimiento en un emplazamiento como consecuencia de los terremotos que puedan afectar al mismo, integrando el efecto de la fuente y la propagación de energía de ésta al emplazamiento.

Procedimiento general

El diseño sísmico estándar para puente establece un método general que parte de la clasificación de sitio para su uso, siendo clasificados desde la letra A hasta la F. El diseño sísmico estándar para puentes recomienda el uso del procedimiento general para las clasificaciones de la A hasta la E, o en casos donde la autoridad pertinente así lo especifique. Dicha clasificación corresponde a la mostrada en la Tabla 6.8.

Tabla 6.8 Definiciones de clase de sitio.

Clase del sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con velocidad de onda S medida, $\underline{v_s} > 1500\ m/s$
B	Roca con $750\ m/s\ <\ \underline{v_s} < 1500\ m/s$
C	Suelo muy denso y roca de suelo con $365\ m/s\ \underline{< v_s} < 750\ m/s$, o con $\underline{N} > 50\ golpes/0.3\ m$, o $\underline{s_u} > 95\ kPa$
D	Suelo rígido con $180\ m/s\ < \underline{v_s} < 750\ m/s$, o cualquier $15 < \underline{N} < 50\ golpes/0.3\ m$, o $\underline{s_u} > 95\ kPa$
E	Perfil de suelo con $\underline{v_s} < 180\ m/s$, o cualquier $\underline{N} < 15/0.3\ m$, o $45\ kPa < \underline{s_u} < 95\ kPa$ o cualquier perfil con más de 3 m de arcilla suave definida como suelo con PI>20, w>40% y $\underline{s_u} < 20\ kPa$
F	Suelos que requieran evaluaciones específicas del sitio, tales como:

	• Turba o arcilla altamente orgánica (H > 3 m de turba o arcilla altamente orgánica donde H = espesor del suelo) • Arcillas de muy alta plasticidad (H = 7.5 m con PI > 75 • Arcillas rígidas medias/blandas muy gruesas (H > 35 m)

Fuente: Cortesía Proyecto GENSAI, Diseño Sísmico Estándar para Puente, Primera Edición, 2020.

Excepciones: Cuando las propiedades del suelo no se conozcan con suficiente detalle para determinar la clase del sitio, se debe realizar una investigación suficiente para determinarla. Las clases E o F no deben asumirse a menos que la autoridad competente determine que podrían estar presentes, o en el caso que estén establecidas por los datos geotécnicos.

Donde:

v_s: velocidad promedio de la onda de corte para los 100 pies (30 m) superiores del perfil del suelo.

$\underline{N}$: Conteo promedio de golpes del Prueba de Penetración Estándar (SPT) (golpes/pie) (golpes/300 mm) (ASTM D 1586) para los 100 pies (30 m) superiores del perfil del suelo.

S_u: Esfuerzo cortante promedio sin drenaje en ksf (kPa) (ASTM D2166 o ASTM D2850) para los 100 pies (30 m) superiores del perfil del suelo.

PI: Índice de plasticidad (ASTM D43l8).

w: contenido de humedad (ASTM D2216).

Tras definir la clasificación de sitio según procedimientos de la Tabla 6.9 se seleccionan los factores de sitio, siendo el PGA que corresponde a la aceleración máxima del terreno; S_S, a la aceleración espectral a 0,2 s, y S1, a la aceleración espectral a 1,0 s. Suponiendo una vida útil de 75 años para cada puente, dichos coeficientes tienen una probabilidad de excedencia del 5 % en dicho tiempo, lo cual corresponde a un período medio de retorno del orden de 1000 años. Tanto S_S como S1 se establecen para una amortiguación con respecto al crítico del 5%. El espectro (Figura 6.6) se calculará utilizando los coeficientes de aceleración máxima del suelo mapeados y los coeficientes de aceleración espectral, escalados por los factores de sitio de período cero, corto y largo, Fpga, Fa, y Fv, respectivamente.

Tabla 6.9 Pasos para la clasificación del sitio.

Paso	Descripción
1	Verificar las categorías del sitio que requieren una evaluación específica. Si corresponde a alguna de las categorías, se clasifica como Clase F y se realiza una evaluación específica.
2	Comprobar la existencia de una capa blanda con un espesor total > 10 pies, donde dicha capa está definida por s_u < 0.5 *ksf*, (s_u < 24 *kPa*) w > 40%, y PI>20. Si se cumple estos criterios se clasifica el sitio como Clase E.
3	Categorizar el sitio usando uno de los siguientes métodos: • $\underline{v_s}$ para los 100 pies superiores. (Método $\underline{v_s}$) • $\underline{N}$ para los 100 pies superiores (Método $\underline{N}$) • $\underline{N_{ch}}$ para capas de suelo sin cohesión (PI<20) en los 100 pies (30 m) superiores y $\underline{s_u}$ para capas de suelo cohesivas (PI>20) en los 100 pies (30 m) superiores (Método $\underline{s_u}$) Para hacer los cálculos, el perfil del suelo se subdivide en n capas distintas de suelo y roca, y en los métodos siguientes, el símbolo i se refiere a cualquiera de estas capas de 1 a n.
	Método A: Método $\underline{v_s}$ El promedio $\underline{v_s}$ para los 100 pies (30 m) superiores se determina como: $$\underline{v_s} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{v_{si}}}$$ Donde: $\sum_{i=1}^{n} d_i = 100\ pies$ (30 m) v_{si} = velocidad de onda S en pie/s o m/s de una capa. d_i = espesor de una capa entre 0 y 100 pies. (30 m)
	Método B: Método $\underline{N}$ El promedio $\underline{N}$ para los 100 pies (30 m) superiores se determina como: $$\underline{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}}$$ Donde: N_i = Recuento de golpes del ensayo de penetración estándar de una capa (que no exceda los 100 golpes / pie (100 golpes/30 m) en la expresión anterior).
	Método C: Método $\underline{s_u}$ El $\underline{N_{ch}}$ promedio para las capas de suelo sin cohesión en los 100 pies (30 m) se determina como:

$$N_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^{m} \frac{d_i}{N_{ch}}}$$

En el cual:

$$\sum_{i=1}^{m} \frac{d_i}{N_{chi}} = d_s'$$

Donde:

m = número de capas de suelo sin cohesión en los 100 pies (30 m) superiores.

N_{chi} = conteo de golpes para una capa de suelo sin cohesión que no exceda los 100 golpes/ pie (100 golpes/30 m) en la expresión anterior.

d_s = espesor total de las capas de suelo sin cohesión en los 100 pies (30 m) superiores.

Fuente: Cortesía Proyecto GENSAI, Diseño Sísmico Estándar Para Puente, Primera Edición, 2020.

Al usar el Método C, si la clase de sitio resultante de N_{ch} y S_u difiere, se selecciona la clase de sitio que proporcione los factores más altos y diseñe la respuesta espectral en el rango del período de interés.

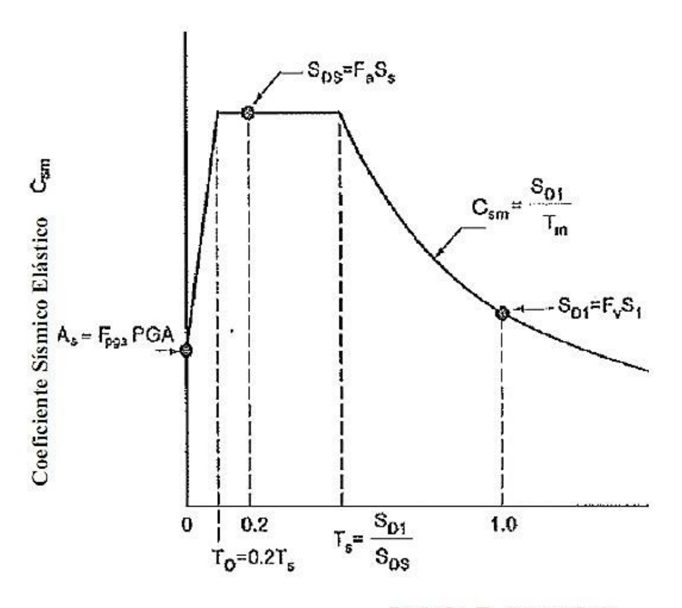


Figura 6.6 Espectro de respuesta de diseño.
Fuente: AASHTO, capítulo 3, 2020.

Los coeficientes de aceleración espectral de respuesta sísmica de diseño para el coeficiente de aceleración, As, el coeficiente de aceleración de período corto, SDS, y el coeficiente de aceleración de período de 1 segundo, SD1, se determinarán a partir de las siguientes ecuaciones:

$$A_S = F_{pga} PGA \tag{6.2}$$

$$S_{DS} = F_a S_S \tag{6.3}$$

$$S_{D1} = F_v S_1 \tag{6.4}$$

Donde:

F_{pga}: coeficiente de emplazamiento para la aceleración máxima del suelo.

PGA: coeficiente máximo de aceleración horizontal del suelo en roca de Clase B.

F_a: coeficiente de emplazamiento para la aceleración espectral de período de 0,2 segundos.

S_s Coeficiente de aceleración espectral de período de 0.2 segundos en roca de Clase B.

F_v coeficiente de emplazamiento para la aceleración espectral de un período de 1,0.

S_1 Coeficiente de aceleración espectral de período de 1.0 segundos en roca Clase B.

La interpolación lineal se utilizará para determinar los parámetros de movimiento del suelo PGA, S. y S_1 para sitios ubicados entre líneas de contorno o entre una línea de contorno y un máximo o mínimo local.

Procedimiento específico

Se debe realizar un procedimiento específico del sitio para desarrollar espectros de respuesta de diseño de los movimientos del terreno de terremotos cuando lo requiera por condiciones de clasificación de sitio, cercanía a fallas, categoría de importancia de infraestructura y se puede realizar para cualquier sitio. Para dicho proceso existen dos metodologías, siendo estas probabilística y determinista. Ambas consisten en obtener un espectro de respuesta.

El objetivo del análisis probabilístico del movimiento del suelo específico del sitio debe ser generar un espectro de respuesta de aceleración de peligro uniforme considerando una probabilidad de superación del siete por ciento en 75 años para los valores espectrales durante todo el rango de período de interés. Este análisis debe implicar el establecimiento:

- Las fuentes sísmicas contribuyentes.
- Una magnitud de sismo de límite superior para cada zona de origen.
- Relaciones de atenuación mediana para valores espectrales de respuesta de aceleración y sus desviaciones estándar asociadas.
- Una relación de magnitud-recurrencia para cada zona de origen.
- Una relación falla-ruptura-longitud para cada falla contribuyente.

Se deben tener en cuenta las incertidumbres en el modelado de fuentes y los valores de los parámetros. Se requiere documentación detallada del análisis del movimiento del suelo y será revisada por pares.

Para suelos Clase F del sitio, la influencia de las condiciones locales del suelo se determinará en base a investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica del sitio.

Para los sitios ubicados dentro de las 6 millas de una superficie activa o una falla poco profunda, se considerarán estudios para cuantificar los efectos cercanos a la falla en los movimientos del suelo para determinar si estos podrían influir significativamente en la respuesta del puente.

Se puede utilizar un espectro determinista en regiones que tienen fallas activas conocidas si el espectro determinista es no menos de dos tercios del espectro probabilístico en la región de 0.5TF a 2TF del espectro donde TF es el período fundamental del puente. Cuando sea apropiado el uso de un espectro determinista, el espectro será cualquiera:

- La envolvente de un espectro mediano calculado para sismos característicos de magnitud máxima en fallas activas conocidas; o
- Se puede definir un espectro determinista para cada falla y, en ausencia de un espectro que lo controle claramente, se debe utilizar cada espectro.

Cuando los espectros de respuesta se determinen a partir de un estudio específico del sitio, los espectros no serán inferiores a dos tercios de los espectros de respuesta determinados mediante el procedimiento general.

6.7.2 Sismicidad de la región

Parte del proceso de revisión sísmica comprende en conocer las características sísmicas del lugar de emplazamiento de la obra, por ende, se debe llevar a cabo la clasificación de la zona sísmica en la que se ejecuta la obra. Cada país presenta distintas formas de llevar a cabo dicha clasificación, unos con distintas consideraciones respecto a otros. Pero todos permiten obtener los elementos necesarios para determinar los aspectos a tomar en cuenta que permitirán llevar a cabo dicha descripción sísmica a través de elementos como el de PGA, SS, S1, niveles de amenaza sísmica, etc. necesarios para diseño y que ponen en contexto la sismicidad de la zona. Por ende, es necesario conocer la zonificación que hace cada país y las fuentes generadoras de sismo de la región.

Los países centroamericanos están ubicados dentro de los límites de las placas del Caribe, Norteamérica, Cocos y Nazca con movimientos relativos de las placas que varían de 2 a 9 cm/año; acompañados por una cadena volcánica activa y alta sismicidad superficial como se presenta en la Figura 6.7. Durante los últimos 500 años se han registrado numerosos sismos destructivos con magnitudes moderadas y grandes ($5.5 \geq M \geq 8.0$), los cuales están asociados a fuentes interplaca e intraplaca (RESIS II, 2008).

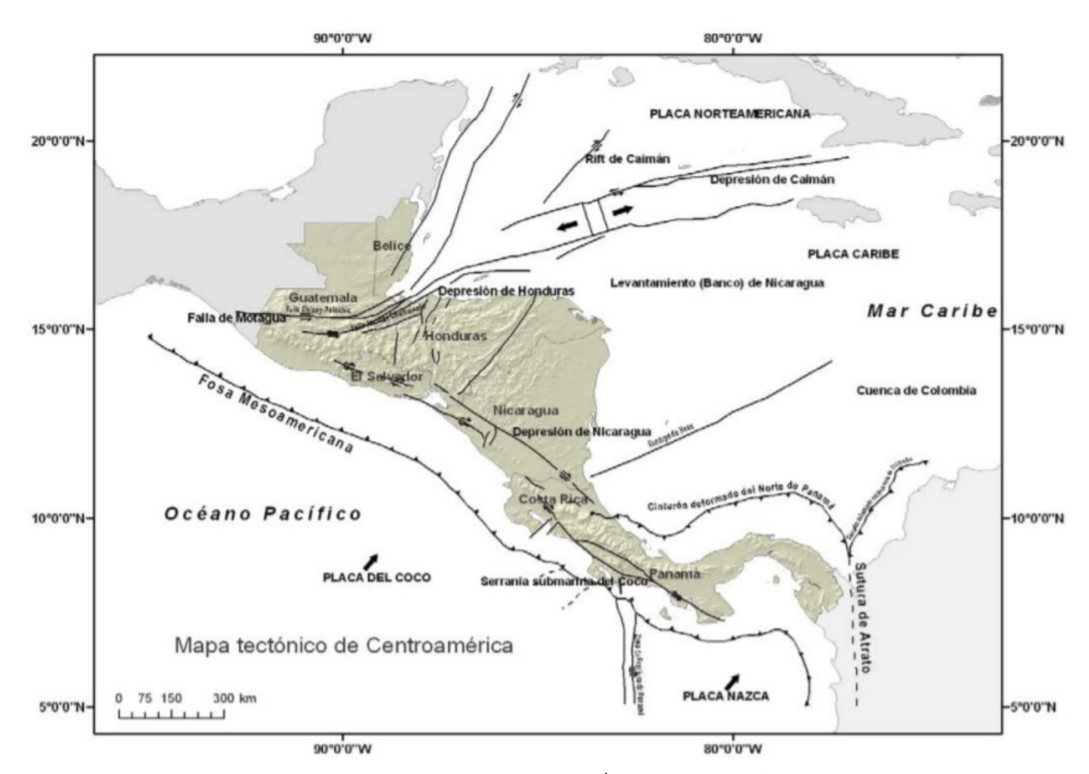


Figura 6.7 Mapa tectónico de Centroamérica.
Fuente: Proyecto RESIS II, Evaluación de la Amenaza Sísmica en Centroamérica, 2008.

A partir de las distintas fuentes sísmicas cada país presenta diferentes características sísmicas, de las cuales se presentan a continuación las de los países con más afectación sísmica:

Guatemala: Según el INSIVUMEH, Guatemala está repartido en tres placas tectónicas: Norteamérica, Caribe y Cocos. Los movimientos relativos entre éstas determinan los principales rasgos topográficos del país y la distribución de los terremotos y volcanes. El contacto entre las placas de Norteamérica y Caribe es de tipo transcurrente. Su manifestación en la superficie son las fallas de Chixoy-Polochic y Motagua.

El contacto entre las placas de Cocos y del Caribe es de tipo convergente, en el cual la Placa de Cocos se mete por debajo de la Placa del Caribe (fenómeno conocido como subducción). Este proceso da origen a una gran cantidad de temblores y formación de volcanes. El contacto entre estas dos placas está aproximadamente a 50 km frente a las costas del Océano Pacífico. A su vez, estos dos procesos generan deformaciones al interior de la Placa del Caribe, produciendo fallamientos secundarios como: Jalpatagua, Mixco, Santa Catarina Pinula. A partir de esto, la zona del Pacífico es la que presenta mayor actividad sísmica, resultando las zonas sísmicas de Guatemala con mayores valores de aceleraciones máximas del suelo (PGA) como se muestra en la Figura 6.8. Las normas de seguridad estructural para Guatemala NSE2 sobre demandas estructurales y condiciones de sitio, edición 2018 (actualización 15/07/2020) establece los requerimientos para la sismicidad y nivel de protección, la clasificación del sitio, los sismos para el diseño estructural, el espectro genérico para el diseño, las intensidades sísmicas especiales y los espectros específicos para un sitio determinado.

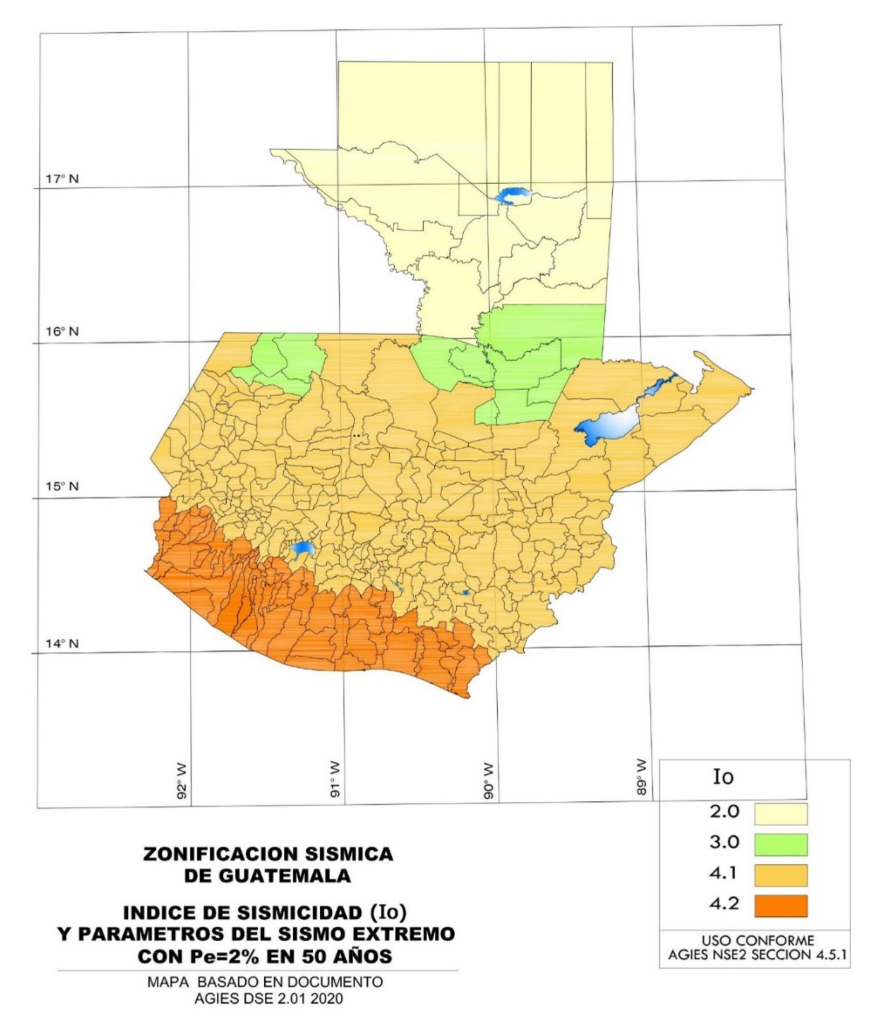


Figura 6.8 Mapa de zonificación sísmica de Guatemala.
Fuente: Normas de Seguridad Estructural para Guatemala, AGIES, 2020.

El Salvador: El Salvador se encuentra en una región con un alto índice de actividad sísmica. Las principales fuentes generadoras de sismos son: La cadena volcánica que corre a lo largo del territorio; fallas geológicas con una dirección predominante noroeste-sureste dentro del territorio salvadoreño; el proceso de subducción entre las placas tectónicas de Cocos y del Caribe; sistema de fallas geológicas en Guatemala que definen la frontera entre la placa de Norteamérica y la placa del Caribe y un sistema de fallas geológicas con dirección norte-sur, ubicadas en la depresión de Honduras (SNET). La zonificación sísmica de el salvador solo considera dos zonas, siendo la zona I la que presenta mayor actividad sísmica Figura 6.9.

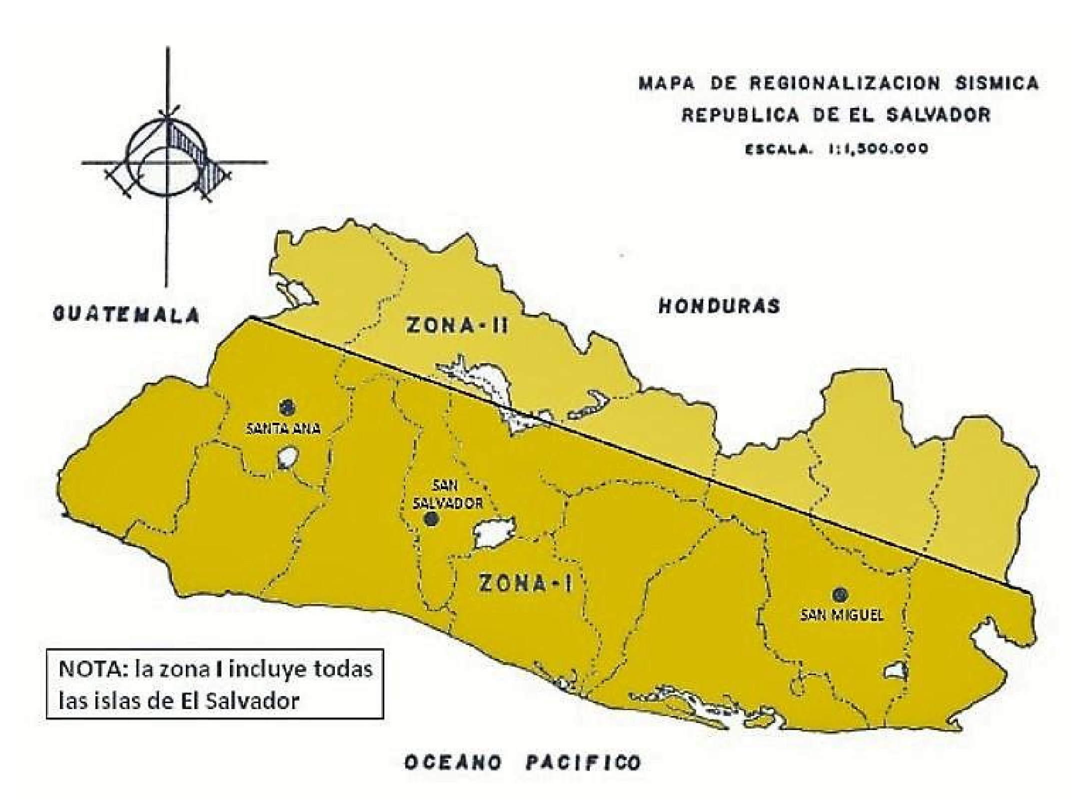


Figura 6.9 Mapa de regionalización sísmica de El Salvador.
Fuente: MOPT El Salvador, Norma Técnica Para el Diseño por Sismo en El Salvador, 1997.

Honduras: Honduras se encuentra ubicado en su totalidad sobre la placa Caribe, la cual presenta un movimiento relativo convergente con relación a la placa Cocos, que la subduce. La interacción dinámica de estas placas es la principal fuente de la actividad sísmica en el occidente del país. Por otra parte, al norte del territorio hondureño se encuentra la zona de interacción de las placas Caribe y Norteamérica, con sistemas de falla importantes como Motagua en Guatemala y la falla submarina de Walton, al norte de la isla de Roatán. Estos sistemas, aunque presentan una menor sismicidad en comparación con la zona de subducción del Pacífico, pueden generar sismos de magnitud alta (7+).

La amenaza sísmica de honduras se presenta en la Figura 6.10 la cual presenta las zonas 5a y 5b con los mayores valores de PGA.

Nicaragua: Nicaragua se localiza en el borde oeste de la placa Caribe, y sus volcanes forman parte del Anillo de Fuego del Pacífico. La sismicidad de Nicaragua responde a cuatro fuentes generadoras de sismos con diferencias sustanciales en cantidad de sismos, rango de profundidad de la fuente y variables que las caracterizan, estas fuentes son: Zona de Subducción, Zona Ante arco, Zona del Arco, y Zona Tras Arco (Segura, 2018), a partir de esto el mapa de amenaza sísmica se divide según la Figura 6.11.

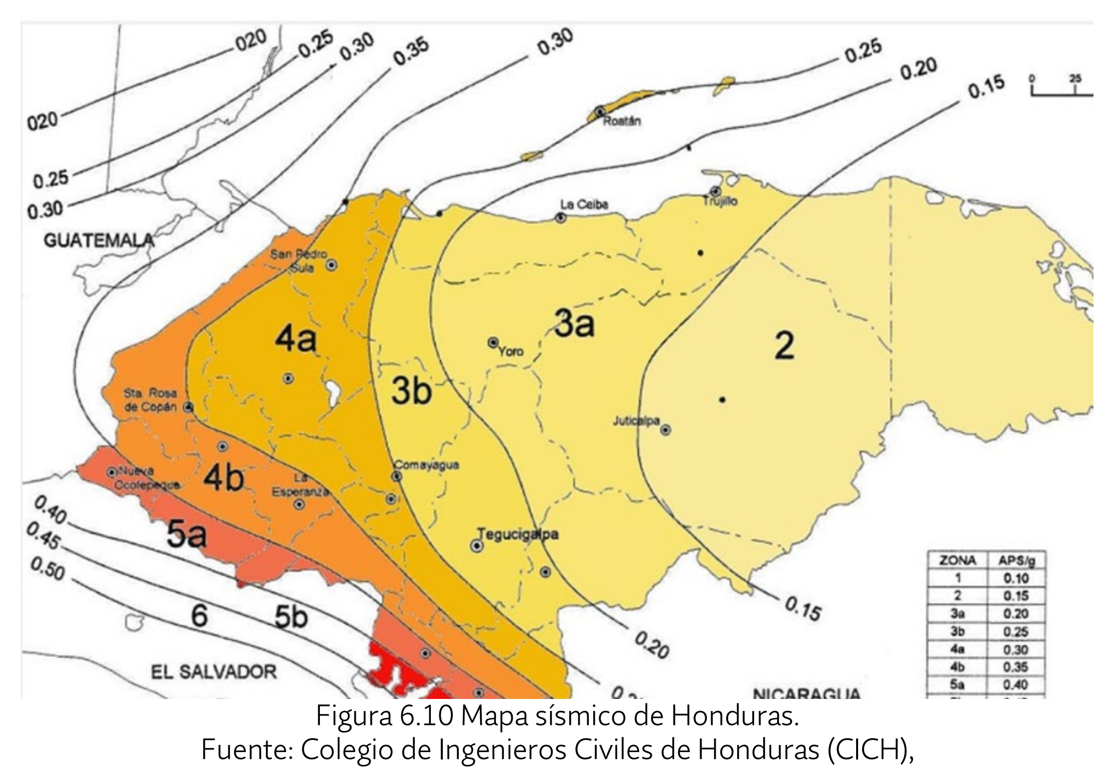


Figura 6.10 Mapa sísmico de Honduras.
Fuente: Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras (CICH),
Código Hondureño de Construcción, 2010.

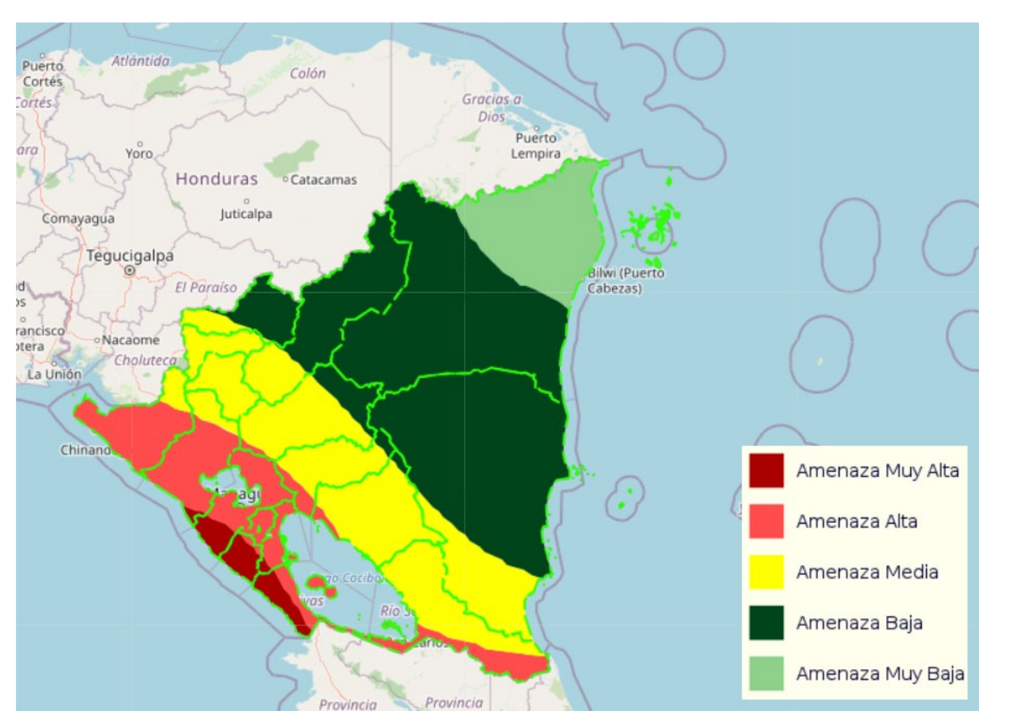


Figura 6.11 Mapa de amenaza sísmica de Nicaragua.
Fuente: http://gestionderiesgo.ineter.gob.ni, consultado 27/enero/2021.

Costa Rica: En Costa Rica, la mayor parte de la actividad sísmica es por subducción y la mayoría de las fallas locales existen por los esfuerzos que se transfieren desde la zona de subducción. La actividad sísmica en los volcanes podría ser muy intensa en periodos de actividad, pero son muy pocos los sismos volcánicos que llegan a ser percibidos por las personas. El proceso de subducción es el que más sismos produce en Costa Rica (Universidad Nacional de Costa Rica, 2021).

Costa Rica divide su territorio en tres zonas sísmicas (Figura 6.12) a partir de estudios de amenaza sísmica regionales y de sitio específico y además respetando la división política y administrativa vigente.

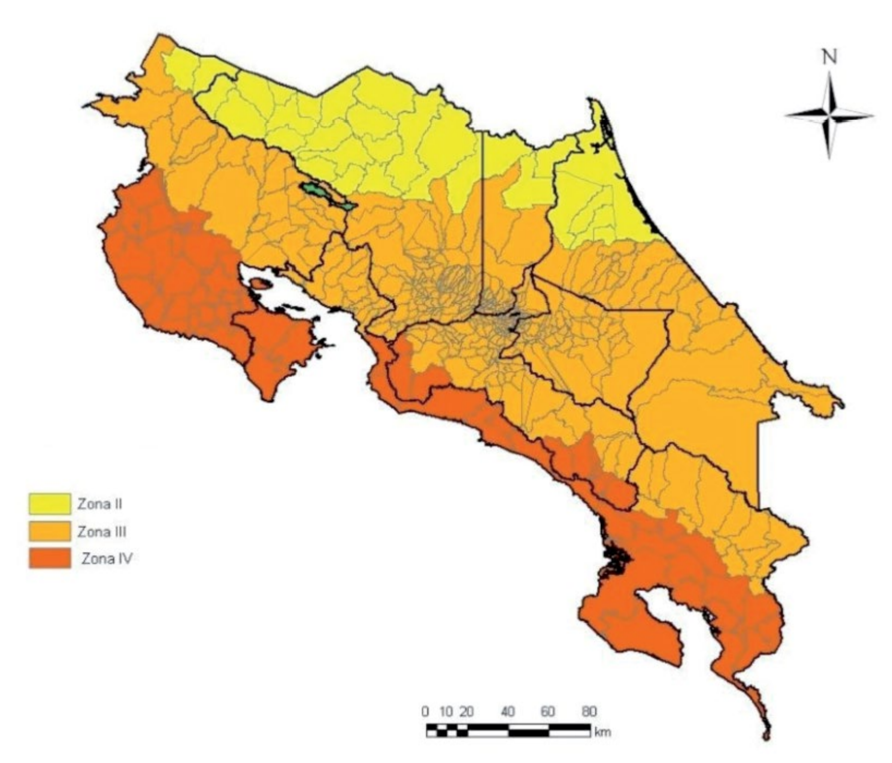


Figura 6.12 Zonas de amenaza sísmica.
Fuente: Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. Lineamientos para el diseño sismo resistente de puentes, Costa Rica, 2013.

Panamá: Panamá presenta distintas zonas sismogénicas en su territorio, al norte se encuentra el Cinturón Deformado del Norte de Panamá. Donde la Placa Caribe y el Bloque de Panamá convergen en dirección Norte – Sur. El Istmo de Panamá está situado sobre una mini placa tectónica denominada el Bloque de Panamá, rodeada por cuatro grandes placas tectónicas: la Placa Caribe, al norte; la Placa de Nazca, al sur; la Placa del Coco, al sudoeste y la Placa Suramericana. El límite occidental lo conforma una zona de falla sinistral, que atraviesa el Valle Central de Costa Rica conectándose en el Caribe con el Cinturón Deformado del Norte de Panamá, y en el Pacífico con la zona de Fractura de Costa Rica. El límite sur lo forman dos zonas de convergencia: el Cinturón Deformado del Sur de Panamá y la Fosa de Colombia conectados entre sí por una falla de transformación sinistral localizada al sur del Golfo de Panamá. (Universidad de Panamá).

Panamá presenta su zonificación sísmica a partir de curvas isosísmicas para cuadrantes de su territorio correspondientes a factores S_1 (Figura 6.13) y S_S (Figura 6.14) mostrado a continuación:

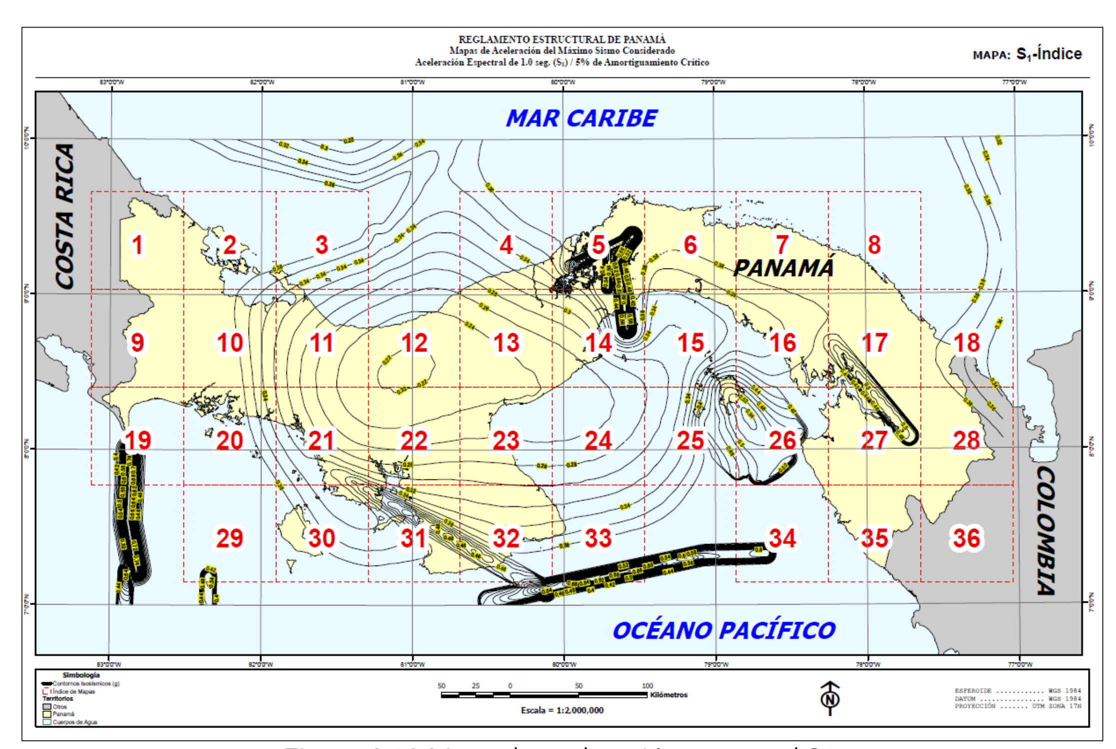


Figura 6.13 Mapa de aceleración espectral S1.
Fuente: MOP Panamá, Reglamento Estructural de Panamá, 2014.

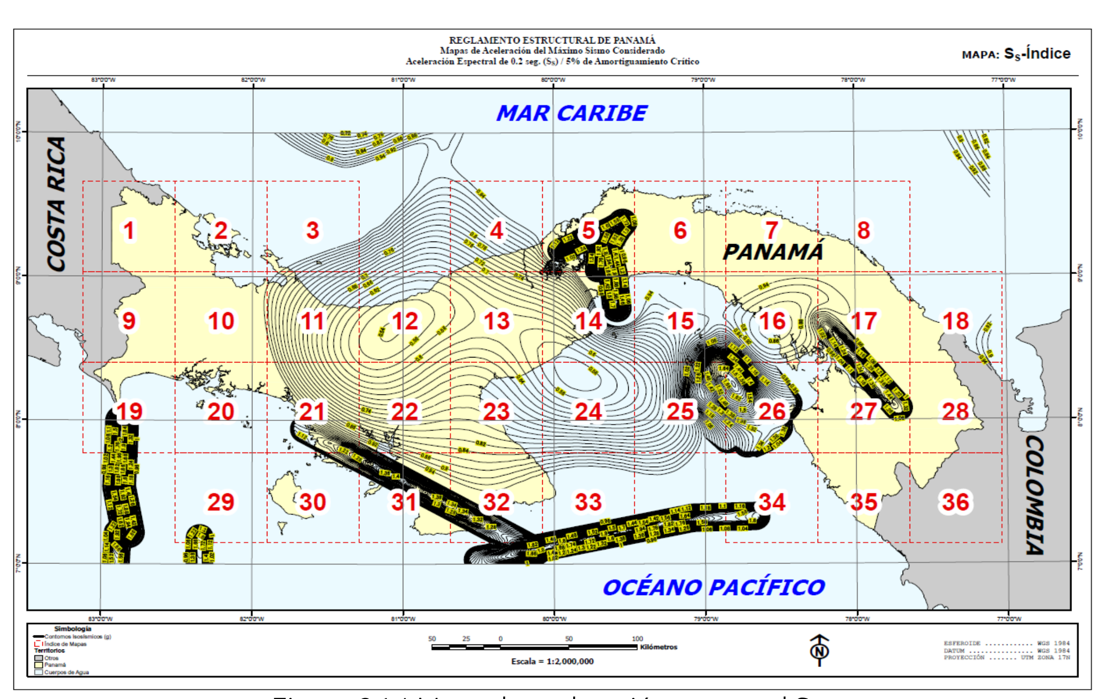


Figura 6.14 Mapa de aceleración espectral Ss.
Fuente: MOP Panamá, Reglamento Estructural de Panamá, 2014.

6.7.3 Requerimiento para los Estudios

El alcance de los estudios de peligro sísmico dependerá de:

- La zona sísmica donde se ubica el puente.
- El tipo de puente y su longitud.
- Las características del suelo.

Podrán utilizarse directamente las fuerzas sísmicas mínimas sin que se requieran estudios especiales de peligro sísmico para el sitio en los casos siguientes:

- Puentes convencionales, independientemente de las características de las características operacionales y de la geometría.
- Puentes de una sola luz, simplemente apoyados en los estribos, independientemente de la zona donde se ubiquen.
- Otros puentes que no correspondan a los casos explícitamente listados en lo que sigue.

Se requerirán estudios de peligro sísmico para los puentes no convencionales como:

- Puentes colgantes, puentes atirantados, puentes de arco y todos aquellos puentes con sistemas estructurales no convencionales.
- Otros puentes de gran longitud, incluyendo puentes continuos y simplemente apoyados de múltiples luces.

6.7.4 Métodos de análisis

El análisis para el diseño estructural de puentes se debe realizar utilizando el método de fuerzas o el método de desplazamientos establecidos en la especificación AASHTO LRFD y en la guía AASHTO LRFD, respectivamente.

Tanto para el método fuerzas como el de desplazamiento, la sección 4 de la especificación AASHTO LRFD provee todos los requisitos que deben seguirse para realizar el diseño de un puente una vez que se define la zona de desempeño sísmico del puente.

6.7.5 Criterios de cercanía ante fallas

Toda estructura cercana a falla debe llevar un procedimiento de estudio de amenaza sísmica específico del lugar. Se considerarán los sitios de puente que se ubiquen a menos de 5 km de una falla activa y que ésta tenga el potencial de generar un sismo de magnitud MW = 6.5 o mayor, se debe considerar los efectos del campo cercano de la falla. Los espectros de diseño deben ser modificados por factores de amplificación para tomar en cuenta los efectos de falla cercana.

6.7.6 Estudios de respuesta al sitio

Es fundamental tener en cuenta el efecto sitio, conocer las amplificaciones locales debidas a las condiciones geológicas, geomorfológicas, hidrogeológicas y geotécnicas del emplazamiento. Estos factores permitirán determinar el contenido frecuencial de los

movimientos superficiales y por lo tanto la forma que adopta el espectro de respuesta, es decir, la forma en que un lugar vibrará al recibir la energía sísmica. Esto puede ser especialmente importante en suelos blandos y suelos saturados, que tienden a amplificar los sismos con frecuencias predominantes bajas.

La técnica de Nakamura permite evaluar el efecto sitio y la clasificación sísmica de los suelos a partir de los periodos fundamentales de vibración del suelo obtenidos del análisis e interpretación de microtremores. Esta técnica consiste en calcular la razón espectral de la componente horizontal sobre la vertical (RHV) para establecer el periodo fundamental de vibración del suelo mediante el registro de microtremores. Es una técnica sencilla y de rápida aplicación que permite la zonificación de la frecuencia dominante (Hz) para conocer los efectos de sitio y la amplificación en suelos blandos, así como para confeccionar mapas de isoperiodos.

6.7.7 Códigos de diseño vigentes de cada país

En Centroamérica el diseño de puentes y obras de paso siguen los criterios según lo presentan los códigos de construcción, en ellos se encuentran los aspectos de zonificación sísmica según la clasificación de cada país, parámetros de diseño a utilizar, clasificación de sitios según características geotécnicas y geofísicas, etc. Cabe destacar que no todos los países presentan códigos específicos para puentes. La Tabla 6.10 presenta los códigos de diseño vigentes en cada país aplicable para puentes y obras de paso.

Tabla 6.10 Códigos de diseño estructural vigentes de Centroamérica.

Códigos de diseño vigentes de cada país			
País	Nombre	Año	Comentario
Guatemala	Normas de Seguridad Estructural	2018, actualización 2020	El apartado NSE 5.2 "Puentes de Tamaño y Altura Limitados" corresponde a los requisitos para puentes, las consideraciones sísmicas son tomadas del apartado NSE 2.
El Salvador	Norma Técnica para Diseño por Sismo	1994	
Honduras	Código Hondureño de construcción	2010	Normas técnicas Capitulo 1. Cargas y fuerzas estructurales. Diseño por sismo. El Manual de Carreteras - Tomo 6 menciona consideraciones sísmicas de diseño a tomar en cuenta.
Nicaragua	Reglamento Nacional de la Construcción	2007, actualización 2017	Referente a sismo corresponde el título II de normas mínimas para

			determinar cargas debidas a sismo.
Costa Rica	Lineamientos para el Diseño Sismo resistente de Puentes	2013	
Panamá	Reglamento para el Diseño Estructural Panameño	2014	

Fuente: Elaboración propia.

6.7.8 Informe con documentación relevante

El informe contendrá, como mínimo, lo siguiente:

- Recopilación y clasificación de la información sobre los sismos observados en el pasado, con particular referencia a los daños reportados y a las posibles magnitudes y epicentros de los eventos.
- Antecedentes geológicos, tectónica y sismotectónica y mapa geológico de la zona de influencia.
- Estudios de suelos, definiéndose la estratigrafía y las características físicas más importantes del material en cada estrato. Cuando sea procedente, deberá determinarse la profundidad del nivel freático.
- Prospección geofísica, determinándose velocidades de ondas compresionales y de corte a distintas profundidades.
- Determinación de las máximas aceleraciones, velocidad y desplazamiento en el basamento rocoso correspondientes al "sismo de diseño" y al "máximo sismo creíble".
- Determinación de espectros de respuesta (correspondientes al "sismo de diseño") para cada componente, a nivel del basamento rocoso y a nivel de la cimentación.

6.8 Estudio de impacto ambiental

La ley del Medio Ambiente y sus Reglamentos establecen que todo proyecto de puentes y obras de paso, a gran escala, debe elaborar un Estudio de Impacto Ambiental, a fin de establecer los impactos negativos, así como las medidas de mitigación y/o compensaciones requeridas para minimizar los impactos que se generen.

El propósito y la justificación del Estudio de Impacto Ambiental (EIA) es para identificar y evaluar los impactos, su consecuencia en las actividades propias y complementarias, como la construcción de facilidades, disposición de aguas servidas, desechos domésticos e industriales, fuentes de abastecimiento de agua, entre otras. Se debe justificar las necesidades del proyecto evaluando los impactos ambientales de las diversas actividades de funcionamiento de este.

Existen obras de paso y puentes de menor escala que probablemente no requieran la ejecución del EIA, sin embargo, esto solo puede ser dictaminado por la autoridad ambiental competente, la cual en la región centroamericana las instituciones ambientales corresponden a Ministerios de Medio Ambiente, cuyo listado regional es el siguiente:

- Guatemala: Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN).
- El Salvador: Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN).
- Honduras: Secretaría de Recursos Naturales y Ambiente (SERNA).
- Nicaragua: Unidad de Gestión Ambiental / Ministerio de Energía y Minas.
- Costa Rica: Secretaría Técnica Nacional Ambiental (SETENA) del Ministerio de Ambiente y Energía (MINAE).
- Panamá: Ministerio de Ambiente de Panamá (MIAMBIENTE).

El EIA permite evaluar de manera previa e integral los aspectos ambientales de un determinado proyecto y sustentar la aplicación de un conjunto de medidas ambientales contenidas dentro de un Plan de Manejo Ambiental (PMA); de tal manera que sea ambientalmente viable lograr la prevención y mitigación de los impactos ambientales negativos potenciales. Los estudios de impacto ambiental son un requisito para realizar cualquier actividad que determine alteraciones en el ambiente físico y humano, pues constituye un proceso de advertencia temprana que verifica el cumplimiento de las políticas ambientales.

6.8.1 Objetivos y Alcances

Objetivo general: Evaluar de forma sistemática las variables involucradas en las etapas de construcción y operación del proyecto a fin de formular procedimientos de gestión ambiental que aseguren la sostenibilidad ambiental de la obra de ingeniería, que para los efectos del presente manual corresponde a puentes y obras de paso.

Objetivos específicos:

1) Describir cada una de las actividades del proyecto, identificando y evaluando cada uno de los impactos ambientales potenciales directos e indirectos desde el punto de vista de las características biofísicas y socioeconómicas en la zona.
2) Analizar los riesgos potenciales ambientales o antrópicos en la zona que con lleva el desarrollo del proyecto en la etapa de operación.
3) Definir medidas de prevención, mitigación, corrección o compensación, correspondientes a cada uno de los impactos ambientales negativos del proyecto.
4) Evaluar que las medidas propuestas sean compatibles con las normas ambientales existentes.
5) Efectuar un diagnóstico del área a intervenir (localización, vías de acceso, aspectos técnicos, bióticos, sociales, entre otros).
6) Estructurar un Plan de Manejo Ambiental (PMA) que integre una estrategia para la implementación, control y monitoreo de las medidas de mitigación y compensación propuestas por el EIA.

Los alcances del estudio ambiental deben ser elaborados en cumplimiento con las exigencias de las leyes ambientales de cada país, dándole seguimiento a las regulaciones vigentes para su desarrollo, que será exigido por las autoridades ambientales competentes. Constituye un documento base que deberá ser completado y complementado mediante análisis exhaustivo de todas aquellas variables relacionadas

con el Proyecto que podrían generar afectaciones adversas al entorno natural y construido en su área de influencia, haciendo especial énfasis en el análisis de balance de masas, explotación de bancos de préstamo, entre otras actividades consideradas de alta significancia ambiental, así como el análisis de alternativas de diseño.

Se tiene que analizar el marco legal y las regulaciones institucionales, municipales, nacionales e internacionales relevantes al desarrollo y operación del proyecto. Esto deberá incluir, sin limitarse a ellos, los siguientes cuerpos legales:

a) Leyes relevantes, incluyendo la Ley del Medio Ambiente; el Código de Salud; el Código de Trabajo; la Ley de Municipalidades entre otras de interés.

b) Reglamentos y normativas relativas a las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores y alcantarillados, calidad del agua, emisiones atmosféricas y manejo de residuos sólidos.

c) Otras que se consideren pertinentes.

6.8.2 Descripción del proyecto

a) Ubicación geográfica y caracterización del entorno en el sitio de proyecto

Se debe referenciar la ubicación del proyecto indicando ésta en una sección de la hoja cartográfica relevante, a una escala apropiada, y señalando las coordenadas UTM de la ubicación propuesta. Además, se debe presentar una breve descripción del contexto geográfico indicando los elementos destacados del entorno físico, biológico y social de la ubicación.

b) Síntesis del proyecto

Detallar de forma clara las directrices del proyecto, cuáles son los entes promotores de éste, qué actividades generales están previstas para las etapas de construcción y funcionamiento, y cuáles son los niveles de inversión esperados en su desarrollo, además presentar un cronograma de trabajo por cada una de las etapas del proyecto, incluyendo el posible cierre.

c) Etapa de construcción

Se debe presentar la descripción y análisis de las actividades realizadas en la etapa de construcción del proyecto, el listado recomendado es el siguiente:

- Indicar el tipo de drenajes de aguas servidas y pluviales y las conexiones necesarias, así como su disposición final.
- Presentar un estimado de la generación de empleo directo por especialidades, así como la procedencia, en caso de no contar con suficiente mano de obra local.
- Incluir un inventario de sustancias químicas, tóxicas o peligrosas, indicando grado de peligrosidad, elementos activos, sitio y forma de almacenarlo, aspectos de seguridad en el transporte y manejo y otra información relevante.

- Indicar un estimado de la cantidad, características y calidad esperada de los desechos sólidos, manejo y disposición final. Incluir cantidades estimadas de materiales reciclables y/o reusables, incluyendo métodos y lugar donde serán procesados.
- El proyecto, obra, o actividad propuesta, se debe plantear conforme a la planificación de uso de suelo ya existente para el área de desarrollo, indicando si dicha planificación es local (municipio), regional (grupo de municipios o cuenca hidrográfica) o nacional. Indicar si existiese plan de desarrollo para el área.

d) Descripción del medio

Entorno físico

A. **Topografía:** Presentar un mapa en el cual plasme todo el perímetro que corresponde al proyecto y definir si se encuentra dentro de esta alguna área protegida. El levantamiento topográfico es conforme a lo presentado en el numeral 6.3.5 del presente manual.

B. **Descripción del área de estudio:** Indicarlo para las rutas a utilizar, estado de calles y frecuencia de movilización de vehículos generados por la operación del proyecto. Indicar si las rutas de emergencia pueden ser afectadas.

C. **Suelos:** Tipos de suelos, usos y formas de cobertura actuales, incluyendo usos residenciales, agrícolas, pecuarios y demás posibles. Análisis de la incidencia del tipo y uso del suelo en la generación de escorrentía superficial y subsuperficial, y arrastre de sedimentos. Presentar mapas geológicos: a) contexto geotectónico; b) contexto estratigráfico y estructural regional. Describir el relieve y su dinámica para poder entender los procesos de erosión, sedimentación y de estabilidad de pendientes. Indicar si existen paisajes relevantes de alta sensibilidad a los impactos. Caracterización de los suelos con vistas a la recuperación y/o rehabilitación de las áreas degradadas, que permitan evaluar el potencial de pérdida de suelos fértiles.

D. **Clima:** Perfil climático de por lo menos los últimos cinco años, análisis de precipitaciones e intensidad y duración de las lluvias, tormentas y huracanes que se han suscitado en la zona y que pudiesen afectar la operatividad del proyecto.

E. **Hidrología:** La caracterización de las aguas superficiales y subterráneas deberá incluir su naturaleza y fuentes y seguir lo indicado en el numeral 6.4 del presente manual.

Entorno biológico

El objetivo general del estudio del entorno biológico es lograr una descripción y análisis de las zonas de vida del ecosistema terrestre en el área de estudio, para obtener una referencia de la diversidad y estado de las formas de vida presentes, estimar los posibles impactos que sobre éstas pueda tener el desarrollo del proyecto, y fundamentar la propuesta de medidas orientadas a minimizar el posible daño a los ecosistemas. Se requerirá una caracterización de la flora y fauna, especialmente la que se encuentra asociada al bosque de a proteger, deberá constarse el estado ambiental general en ellas. Indicar las especies más comunes del área de estudio y proporcionar datos sobre abundancia y distribución local. Presentar una lista de las especies de flora y fauna de esta categoría que se encuentren en el área de proyecto y el área de influencia directa.

Caracterizar los ecosistemas más importantes de la zona de estudio, especialmente aquellos que pudieran ser afectados por la ejecución de la obra.

Descripción del ambiente socioeconómico y cultural

Se deben incluir los datos de aspectos sociales que competen al área de jurisdicción del proyecto, recomendándose los siguientes:

- Incluir datos sobre tamaño, estructura, nivel de educación, actividades económicas, tenencia de la tierra, empleo, indicadores de salud, censo poblacional, aspectos de género y otros de la población cercana al área de proyecto, así como sus tendencias, especialmente aquellas que pueden ser influidas por la ejecución de la obra o actividad.
- Indicar la existencia, ubicación, cercanía y disponibilidad de servicios de emergencia, tales como: estación de bomberos, Cruz Roja, Policía, hospitales, clínicas y otros.
- Plantear cuál es la percepción, actitudes y preocupaciones de los habitantes de la zona sobre la ejecución del Proyecto, obra, industria o actividad, y las transformaciones que pueda generar.
- Señalar los posibles conflictos que puedan derivar de la ejecución; así como el planteamiento del equipo consultor sobre la metodología utilizada para presentar y discutir el proyecto y sus alcances con respecto al medio social y en particular sobre las comunidades cercanas. Incluir el registro de dichas reuniones en el EIA.
- Presentar los datos obtenidos del estudio social y socioeconómico, definiendo las áreas socialmente sensibles y vulnerables a los efectos del proyecto y sus propuestas de protección.

6.8.3 Requerimiento para los Estudios

Para la ejecución de un EIA y su proceder metodológico se requiere de una serie de actividades de parte del ejecutor, destacándose:

a) **Recopilación de información:** se deberá proceder a la recopilación de textos, tesis, revistas artículos periodísticos, artículos vía Internet, etc. También se debe elaborar información primaria del área de influencia directa y obtener información secundaria de los alrededores del proyecto.

b) **Trabajo de Campo:**

- Observación: Se recorrerá el área en estudio, es decir, el área de influencia directa o local y la indirecta o regional. Los límites los deberá proponer los especialistas ya que cada proyecto es diferente. Se observará el tipo de suelo existente en la zona y se correlacionará con estudios geológicos.
- Análisis: Se realizará monitoreo ambiental de ruido y del material de las partículas de suelo.
- Entrevistas: Se realizarán entrevistas a los pobladores de las comunidades cercanas al proyecto, a los moradores del sector que transitarán por el puente. De manera especial con los habitantes de las viviendas ubicadas en las riberas, a ambas márgenes del río y que se verán afectados por la construcción y a la vez beneficiados por la presencia del puente.

c) **Trabajo de Oficina:** Este consta de:

- **Revisión de datos:** Se revisará la información cartográfica, mapas geológicos e hidrográficos del área, los datos meteorológicos, así como la información de censos y estadísticas de las poblaciones comprendidas en el área de influencia.
- **Análisis e interpretación de resultados:** Con el conocimiento de la situación del área de influencia directa se procederá a la identificación y evaluación de los impactos ambientales que se producirán durante la construcción y operación del proyecto.
- **Elaboración del Informe:** Con la valoración de los impactos que se prevén sobre el entorno físico, biológico y socioeconómico se elaborará el informe y el PMA, que contemplará los diversos tipos de medidas que deberán ponerse en práctica durante la construcción y operación del proyecto.

d) **Revisión del marco jurídico ambiental:** Se analizarán las influencias de las normas ambientales vigentes a escala local, nacional y regional.

6.8.4 Problemas ambientales que producirá el emplazamiento

Identificación y análisis de los impactos ambientales

El estudio tendrá que identificar y valorar todos los impactos ambientales susceptibles de ocurrir en un escenario sin medidas de mitigación, asociados a la construcción y operación del proyecto. En la evaluación, deberán considerarse tanto los impactos negativos como los positivos, asignando signos negativos a los valores dados a los impactos negativos, y positivos a los positivos. Para cada impacto determinado, el estudio elaborará una ficha resumen que indique claramente cuál es el impacto, qué actividad lo origina, qué elemento(s) del medio o medios afecta, cuál es la valoración semicuantitativa otorgada al impacto, y qué actividades son necesarias para mitigar los impactos negativos o consolidar los positivos. Sin necesariamente limitarse a éstos, el estudio deberá contemplar los posibles siguientes impactos:

- Analizar los impactos ambientales que podrían afectar a: aire, suelo, subsuelo, aguas superficiales, aguas subterráneas, flora y fauna biotopos acuáticos y terrestres, medio socioeconómico, recursos culturales e históricos, paisaje, otros. Señalar la fuente generadora del impacto (descripción y análisis), y definir el conjunto de medidas preventivas, correctivas, de mitigación, de compensación, si se trata de un impacto negativo, o bien para optimizarlas si se trata de un impacto positivo.
- Hacer una comparación de la calificación de los impactos ambientales, en particular el balance entre los impactos negativos y positivos; y resumir cuáles son los impactos más importantes que producirá el proyecto.
- Efectuar una evaluación de impacto social que estime las consecuencias sociales que altere el normal ritmo de vida de las poblaciones y que afecte la calidad de vida de sus habitantes.

Plan de manejo ambiental

Se debe presentar un plan de manejo ambiental (PMA), donde se expongan las prácticas a implementar para prevenir, controlar o disminuir impactos ambientales negativos y maximizar los impactos positivos significativos que se originen con el proyecto, obra o

actividad. Presentar como síntesis en forma de cuadro resumen que incluya: a) variables ambientales afectadas, b) fuente generadora del impacto, c) impacto ambiental propiamente dicho, d) cita de la regulación ambiental relacionada con el tema, e) medidas ambientales establecidas, f) tiempo de ejecución de esas medidas, g) costo de las medidas, h) responsable de aplicación de las medidas, i) indicador de desempeño establecido para controlar el cumplimiento, j) síntesis del compromiso ambiental.

Se debe describir la organización que ejecutará el proyecto, señalando él o los responsables de la ejecución de las medidas de mitigación. Cómo parte del PMA, definir objetivos y acciones específicas del seguimiento y vigilancia ambiental, sobre el avance del plan conforme se ejecutan las acciones de la obra o actividad, definiendo claramente cuáles son las variables ambientales o factores a los que se les dará seguimiento (los métodos, tipos de análisis, y la localización de los sitios, puntos de muestreo y su frecuencia, institución responsable). El seguimiento y vigilancia ambiental debe incluir la etapa de construcción y cierre o abandono, dependiendo de la complejidad y tipo del proyecto y de la fragilidad ambiental del área donde se ubica el mismo.

Se debe definir la etapa de abandono o cierre, una vez cumplidos sus objetivos y presentar un plan que incluya las medidas que serán tomadas para recuperar el sitio del área del proyecto, estableciendo claramente el estado final del mismo una vez concluidas las obras.

Medida de compensación

Se deberán presentar las propuestas de medidas de compensación a ejecutar de tipo ambiental, para mejorar las condiciones ambientales de la zona y de los municipios del área de influencia.

Plan de monitoreo ambiental

El estudio presentará un plan detallado de las actividades de monitoreo ambiental que deberán realizarse tanto en la fase de construcción y posterior funcionamiento del proyecto, e incluso el posible abandono del mismo. Dicho plan debe especificar las variables ambientales a analizar, los puntos de monitoreo de dichas variables, los costos estimados y su calendario.

Plan de respuesta a contingencias

Se deberá evaluar los riesgos probables derivados de contingencias naturales o antrópicas a los cuales se pueda enfrentar el proyecto, y formular un plan de respuesta a estas contingencias que ordene los procedimientos de reacción a seguir. Las contingencias a considerar incluirán: incendio, inundaciones, huracán o tormenta tropical, movimientos sísmicos y emergencias médicas (empleados y usuarios), entre otros. Para cada una de las situaciones señaladas, el estudio deberá:

- Describir las diferentes situaciones contingentes consideradas, estableciendo en qué consistiría la situación y a qué condiciones específicas el proyecto y los organismos de respuesta a emergencias deberían tener que responder.
- Analizar la capacidad actual y proyectada de respuesta a dicha emergencia en términos de disponibilidad de personal entrenado, materiales y equipamiento, y plantear las

recomendaciones pertinentes tal que la capacidad requerida de respuesta pueda ser asegurada.

- Establecer la información pertinente que deberá fluir entre los actores envueltos en la situación contingente, los organismos de respuesta, y los canales más apropiados de flujo de dicha información.
- Definir las acciones pertinentes a tomar de parte del propietario del proyecto y los organismos de respuesta ante la situación contingente, para asegurar tanto su control como para alertar eficientemente a las personas potencialmente amenazadas por la situación.

6.8.5 Equipo consultor

Los trabajos propios del EIA deben ser realizados por una firma consultora con experiencia en análisis ambiental, que deberá estar inscrita en el registro de prestadores de servicios ambientales de las instituciones competentes.

El equipo técnico debe estar integrado en forma multidisciplinaria e incluir como mínimo los siguientes perfiles profesionales:

- Ingeniero Civil, con 5 años de experiencia en su disciplina.
- Ingeniero en Estructuras, con 5 años de experiencia en diseños.
- Geólogo y/o Geotecnista, con 5 años en estudios para puentes.
- Hidrólogo y/o Hidráulico, con 5 años en su especialidad.
- Ingeniero Forestal, con 5 años de experiencia en mantenimiento de áreas protegidas.
- Licenciado en Biología, con 5 años de experiencia en su disciplina.
- Ingeniero Ambiental, experto en Ciencias Ambientales y Evaluación de Impacto Ambiental, con 5 años de experiencia general.

El equipo consultor podría ampliarse dependiendo del sitio o impactos ambientales potenciales que se hayan identificado y de los requerimientos de la Autoridad Ambiental en cada país.

6.8.6 Presentación del estudio de evaluación de impacto ambiental

El Estudio de Evaluación de Impacto Ambiental deberá presentar datos necesarios para contribuir la toma de decisiones, por lo tanto, debe estar estructurado de una forma clara y ordenada. El texto resaltará los resultados, conclusiones y acciones recomendadas, debiendo apoyarse en los datos de los estudios obtenidos y en la literatura pertinente, la cual deberá ser citada propiamente en la lista de referencias. Se recomienda presentar en el siguiente formato o similar, el cual puede variar dependiendo de los requerimientos de cada país y la autoridad ambiental competente:

1) Portada.
2) Índice.
3) Resumen Ejecutivo.
4) Propósito y Necesidad (Justificación).
5) Objetivos del estudio.

6) Metodología de trabajo.
7) Aspectos Legales.
8) Descripción General del proyecto.
9) Descripción del ambiente socioeconómico y cultural
10) Identificación de impactos
11) Identificación y alcance de impactos ambientales generados.
12) Plan de Manejo Ambiental
13) Plan de Medidas de Mitigación y Compensación.
14) Plan de Control y Seguimiento (Monitoreo).
15) Plan de Contingencias.
16) Equipo Consultor.
17) Bibliografía.
18) Anexos.

6.8.7 Fondo de garantía

Se presentará una evaluación y valoración de daños que se puedan causar a terceros, a la salud humana, al ambiente y a la seguridad de los trabajadores y operarios durante la vida del proyecto en todas sus etapas. A su vez se deberá explicar el método de evaluación y valoración de dichos daños. Posteriormente se determinará un monto que sirva como garantía ante la necesidad de reparación de los daños identificados.

La cuantía del fondo de garantía y su aplicabilidad, de ser requerida, será en consulta con la entidad responsable, tomando en cuenta los criterios del Equipo Consultor que preparó EIA, sin perjuicio de los propios análisis técnicos de las instituciones antes mencionadas.

El EsIA deberá incluir una carta de compromiso firmada y legalmente vinculante del cumplimiento con los términos de referencia. La declaración estará firmada por el representante autorizado del proponente, con la garantía de cumplir con los compromisos ambientales asumidos.

6.8.8 Instalaciones y equipos

El ejecutor del proyecto solicitará autorización a la autoridad competente antes de utilizar cualquier fuente de préstamo para materiales o cantera; antes de abrir el tránsito a través de cualquier terreno y antes de instalar y operar cualquier campamento, almacén, taller o depósito y planta de asfalto, dentro de la servidumbre o dentro de cualquier terreno propiedad del Estado o privado.

El EIA deberá especificar el proceder respecto a las instalaciones durante la construcción, siendo recomendables los siguientes aspectos:

a) **Instalaciones Provisionales de Construcción:** Se preparará un plano del sitio indicando la ubicación y dimensiones propuestas de cualquier área que se desea cercar y utilizar como oficinas, bodegas, planteles, estacionamientos. Así como el número de remolques que se usarán, los caminos de entrada y salida y los detalles de instalación de la cerca perimetral.

b) **Disponibilidad y Uso de los Servicios Públicos:** Se debe contemplar el suministro de inodoros portátiles, incluyendo el servicio de limpieza y mantenimiento. El servicio incluye, pero no se limita a la remoción de los residuos y recarga química; limpieza y desinfección; y suministro de papel higiénico. Los inodoros se removerán al final del proyecto. Además, se instalará las instalaciones de baño y lavatorios adyacentes a los cuartos de cambio de ropa.

c) **Espacio de Oficina y Talleres de Reparación:** Se deberá considerar una oficina de campo y talleres de reparación provisionales, según se necesiten para sus operaciones.

d) **Área de Almacenaje**: Se debe contemplar un área de almacenaje que no interfiera con las actividades que se llevan a cabo en el sitio de la obra donde se podrá almacenar materiales y equipo, de forma que, una vez se inicie el trabajo, se pueda terminar sin interrupción. Los remolques, materiales o equipo no se colocarán fuera del área de almacén y no estarán visibles al público, con excepción de aquellos de apoyo para el trabajo que se realiza a diario. El equipo móvil, tal como tractores, equipos de levantamiento en ruedas, grúas, camiones y semejantes, serán estacionados dentro del área cercada y destinada para tal fin, al concluir cada día de trabajo.

e) **Área Suplementaria de Almacenaje:** Se deberá considerar la designación de otras áreas suplementarias para la utilización y almacenaje de remolques, equipo y materiales de construcción, dicha área puede no encontrarse en las inmediaciones del sitio; sin embargo, se deberá tener presente la limpieza y el orden del área que se utilice y de la seguridad de cualquier material y equipo almacenado en esta área.

f) **Apariencia de los Remolques:** Los remolques utilizados con propósitos administrativos o de almacenaje de materiales presentarán una apariencia exterior de limpieza y nitidez, y se encontrarán en buen estado.

g) **Mantenimiento del Área de Almacenaje:** El cercado del área se deberá señalar y asegurar un buen estado y alineado.

h) **Disposiciones de Seguridad:** Se deberá proponer alumbrado de seguridad exterior para las instalaciones provisionales. Al ejecutor le corresponderá la seguridad de su propio equipo, la oficina de campo provisional, los patios y talleres, las áreas de almacenaje y deposito, etc. Se debe contar con enlaces de cooperación con el Cuerpo de Bomberos en los temas de seguridad.

i) **Talleres, Depósitos y Distribución:**

- Mantener las medidas de seguridad en los tanques de depósitos y camiones de distribución, a fin de evitar el derrame de material bituminoso, así como prevenir incendios y accidentes.
- En caso de proponer tanques de depósito para el material bituminoso y combustibles, se deberá emplear medidas preventivas para contener los derrames que pudieran ocurrir. Estos serán de acuerdo a las Normas de Seguridad del Cuerpo de Bomberos.
- Se recomienda ubicar los tanques de depósito del material bituminoso en áreas alejadas de sectores residenciales, hospitales, clínicas de salud, cables eléctricos a torres de transmisión eléctrica, cables de comunicación, cuerpos de agua, humedales y áreas silvestres protegidas, zonas ecológicamente frágiles, etc.
- Los camiones deberán estar en excelentes condiciones mecánicas, que garantice seguridad en las operaciones, evitar daños al ambiente y a terceros.
- Se deberá considerar un plan para el transporte y distribución del material bituminoso. Dicho plan incluirá las medidas de seguridad pública y prevenir derrames.
- Para el almacenamiento de combustibles y lubricantes se deberá proponer tanques y barriles que demuestren su idoneidad de empleo.
- Los talleres se ubicarán en zonas donde causen el menor deterioro ambiental, preferiblemente en zonas intervenidas, alejadas de poblaciones y corrientes de agua permanentes o temporales. El área del taller mecánico deberá tener piso impermeable para impedir la entrada de derivados de petróleo al suelo. Las pendientes deberán ir hacia colectores y finalizar en un separador de sustancias de petróleo.
- Los residuos sólidos generados por el normal desarrollo de las actividades de mantenimiento de maquinaras y equipos deben ser recolectados y evacuados periódicamente del sitio.
- Se debe dejar establecido que se prohíbe el vertimiento de lubricantes, combustibles u otros productos del petróleo en el suelo, agua subterránea y superficial, así como en los sistemas de recolección de aguas servidas. Se distribuirán las zonas de talleres, de lavados y mantenimiento, de la forma que los desechos aceitosos y combustibles no entren al área de drenaje. No se deben descargar aguas contaminadas con productos de petróleo sin previa separación de los contaminantes, lo cual implica la necesaria instalación de los separadores de aceite y petróleo. Se deberán recoger los desechos de productos de petróleo según su composición química, en recipientes seguros. que deben contar con rotulación respectiva indicando su contenido. Los recipientes de combustibles y lubricantes deben ser instalados en tal forma que no causen ningún peligro ni contaminación.

j) **Campamentos:** Se evitará establecer campamentos cerca de los ríos o fuentes de agua. Está prohibido construir un campamento en áreas protegidas. Las aguas servidas del campamento deben recibir un tratamiento previo, antes de la descarga. Los desechos sólidos del campamento deberán ser colocados en un depósito destinado para este fin. Después del abandono, el área del campamento tiene que ser integrada nuevamente al paisaje natural.

k) **Equipos:** El equipo de acarreo, salvo los tractores de llantas neumáticas y de oruga y los raspadores se encontrarán equipados con las cabinas estándar de fabricante que

tendrán un marco de acero con puertas, ventanas con vidrios de seguridad y limpiadores de parabrisas. Los camiones cisterna, camiones de engrase y otro equipo similar no se consideran unidades de acarreo. Las cabinas se mantendrán en condiciones óptimas.

6.8.9 Recursos históricos, palenteológicos, arqueológicos y culturales

El ejecutor del proyecto deberá realizar los estudios básicos requeridos para el diseño de la infraestructura, procediéndose a la revisión de archivos, documentos e investigaciones de campo, para conocer la posible o real existencia de sitios históricos, palenteológicos, arqueológicos y culturales en las áreas adyacentes a la infraestructura.

En el EIA debe quedar establecido que en caso de llegarse al proceso constructivo y descubrirse o encontrarse, durante la excavación u otras actividades, cualquier recurso que no haya sido previamente identificado o anticipado, todas las actividades que puedan dañar o alterar tales recursos serán suspendidas temporalmente. Los recursos incluyen, pero no se limita a: ruinas prehistóricas, sitios de asentamiento indígena o de época colonial, cualesquiera restos de esqueleto humano o cementerios, reliquias, sepulturas; artefactos; estructuras, restos de comida de valor arqueológico, hueso, carbón vegetal u otros depósitos; pavimentos, paredes u otros tipos de construcción, y cualquier indicación de actividad agrícola o humana, meteoritos, etc. Se debe dejar claro que al presentarse tal descubrimiento o hallazgo, se suspenderá temporalmente los trabajos en el sitio del descubrimiento y se deberá notificar de inmediato a la autoridad competente y quedar en espera de instrucciones de la autoridad ambiental. En caso de que el hallazgo se localice dentro del área de trabajo de la obra, le corresponderá al ejecutor tomar las precauciones para preservar dichos recursos, tal como existieron al momento inicial de su hallazgo.

Como parte de la priorización de las medidas ambientales el ejecutor del proyecto deberá coordinar con la Autoridad de Patrimonio competente. Los trabajos solamente podrán ser reanudados una vez que dicha entidad realice las investigaciones y estudios pertinentes. Cuando la protección, preservación, extracción o traslado de hallazgos arqueológicos, paleontológicos y mineralógicos, y los similares descritos en este punto, afecten el avance de la obra, el ejecutor realizará los ajustes apropiados en el cronograma.

6.8.10 Limpieza final

En el EIA deberá quedar estipulado que antes de la aceptación final de la obra, los bancos de préstamos, las fuentes de materiales y toda el área ocupada por el ejecutor del proyecto en relación con la obra será limpiada, removiéndose todos los escombros, materiales sobrantes, estructuras provisionales y equipo. Todas las zonas de la obra deberán quedar en condiciones limpias y presentables, debiéndose haber reparado los caminos o vías de acceso que fueron utilizadas y dañadas.

En la limpieza final, bajo ninguna circunstancia se removerán los árboles, arbustos, y cubierta vegetal existente que no hayan sido alterados durante el proceso de construcción, lo cual es necesario para controlar la erosión del suelo y para restaurar las áreas intervenidas por la obra de Ingeniería.

6.9 Estudio de tráfico y proyecciones

Los puentes y las obras de paso se rigen generalmente por las consideraciones geométricas de carreteras que conectan, lo cual significa que todo lo relacionado al estudio de tráfico y proyecciones de este son parte del proyecto integral de la carretera. A partir de lo mencionado, las consideraciones del estudio de tráfico y sus proyecciones para este tipo de obras son consistentes con las recomendaciones estipuladas en el "**Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras** (SIECA 2011)".

El estudio de tráfico vehicular tiene por objeto, recoger y sistematizar la información obtenida en campo, para determinar los cálculos de tráfico existente, los cuales serán considerados en el planteamiento de las alternativas, así como para la evaluación económica de las inversiones que conlleva el mejoramiento de la transitabilidad vehicular con el estudio. Los objetivos principales de este estudio son:

- Calcular los volúmenes de tránsito que circularan por la estructura.
- Verificar la sección y determinar su capacidad y los niveles de servicio en que operarían sin y con las distintas conexiones que tienen o tendrán a lo largo de su vida útil.
- Proveer insumos para el diseño de pavimentos por lo que es necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, con el objetivo de determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente u obra de paso.

La metodología comprenderá de distintas etapas con el propósito de determinar el flujo de carga y pasajeros entre par origen y destino y conocer el volumen de vehículos que circulan el tramo de estudio. Para tal propósito se dispondrán de conteos y clasificación vehicular en la vía que contiene o ubicará el puente u obra de paso, identificando una zona de influencia directa, donde se dispondrá la ubicación de estaciones (punto de aforo o conteo), estas estaciones deberán presentarse mediante un plano y detallar los trabajos a realizarse en una memoria descriptiva.

El conteo y clasificación vehicular se realizará por cada sentido de circulación vial, la medición de conteo será por un periodo mínimo de siete días consecutivos, durante las 24 horas del día.

El estudio de tráfico, deberá diferenciar el volumen determinado en composición vehicular, direccionalidad (giros), por horas punta y valle, para vehículos y peatones. El análisis y la consistencia de la información se llevará a cabo comparando con estadísticas existentes a fin de obtener factores de corrección para cada estación.

Para el cálculo del TPDA (Tránsito Promedio Diario Anual), los conteos obtenidos de campo (zona de influencia), deberán de corregirse en bases a los factores de corrección obtenidos del análisis y consistencia de la información. De acuerdo a la demanda actual determinada, se estimará la demanda proyectada, con el fin de evaluar el horizonte del proyecto durante todo el periodo de vida útil.

El Manual para Estudio de Tráfico (Perú, 2002) describe las etapas que debe poseer un estudio de este tipo, lo cual se presenta a continuación:

a) Etapa de planificación:
- Obtención y revisión de la información de fuentes secundarias.
- Reconocimiento de ruta.
- Determinar estaciones y tramos homogéneos.
- Diseño de formatos y esquema de conteo.

b) Etapa de organización:
- Programación de actividades.
- Adquisición de materiales y equipos necesarios.
- Contratación y adiestramiento de personal.

c) Etapa de ejecución:
- Movilización del personal.
- Conteo y clasificación vehicular.
- Encuestas de origen y destino en las estaciones preestablecidas.
- Supervisión.
- Desmovilización de personal.

d) Etapa de procesamiento y automatizado:
- Revisión y consistencia del trabajo de campo.
- Digitalización y verificación.
- Determinación de los factores de corrección.
- Determinación del TPDA (anual) y TPDS (semanal).
- Determinación de tabla de origen y destino de carga y pasajeros.
- Publicación de resultados.
- Ingreso de información al banco de datos.

6.9.1 Análisis de la información documentada

Es recomendable recolectar información de estudios previos que puedan existir en proyectos anteriores cercanos al lugar del proyecto permitirá fijar un punto de partida sobre las características del tráfico en la zona, también permitirá conocer la evolución del tráfico a lo largo de los años y la demanda que se busca suplir. Además, la información de estaciones de conteo o monitoreo del tráfico cercanas al proyecto son necesarias para cumplir los objetivos que pretende cumplir el estudio de tráfico, ya que proveen los factores de corrección estacional necesarios para estimaciones de TPDA. Dicha información se encuentra documentada generalmente en los ministerios respectivos

encargados del mantenimiento vial de cada país. A partir de la información recolectada se deberá analizar la información de:

- Variación de la clasificación diaria por sentido.
- Promedio vehicular de la semana de conteo.
- Clasificación vehicular promedio de la semana.
- Variación diaria.

El procesamiento de la información obtenida en campo corresponde al trabajo de gabinete haciendo uso de programas computacionales. Los conteos de tráfico se trasladan a formatos diseñados que resume la información recogida en el día con indicación de su distribución por horas. La información debe ser tomada en ambos sentidos por cada día de clasificación en las respectivas estaciones de monitoreo. La encuesta origen y destino también debe ser procesada de acuerdo a las localidades representativas. Asimismo, se tiene que identificar la participación porcentual de carga por tipo de vehículo, marcas, tipo de combustibles utilizados y los motivos de viaje de los usuarios.

Para el análisis de la información y las proyecciones del tráfico se realiza por medio del conteo volumétrico que tiene por objeto conocer el flujo de tránsito en el sector del proyecto, su composición vehicular y la variación horaria. El método AASHTO calcula primero los días promedio mensuales de la semana. Estos 84 valores (12 meses × 7 días) se promedian luego para obtener la TPDA. Este método tiene en cuenta explícitamente los datos faltantes ponderando cada día de la semana igual, y cada mes igual, independientemente de cuántos días estén realmente presentes dentro de esa categoría; sin embargo, debe haber entre uno y cinco registros para cada día de la semana en cada mes.

$$TPDA = \frac{1}{12}\sum_{m=1}^{12}\left[\frac{1}{7}\sum_{j=1}^{7}\left(\frac{1}{n_{jm}}\sum_{k=1}^{n_{jm}} VOL_{ijm}\right)\right] \quad (6.5)$$

Donde:

VOL_{ijm} = tráfico diario para el día ocurrencia i del día de la semana j y el mes m.

i =ocurrencia del día j en mes m.

j = día de la semana (1 a 7).

m = mes del año (1 a 12).

n_{jm} = número de ocurrencia del día j en el mes m, para el cual hay datos disponibles.

n = la cantidad de días de ese día de la semana durante ese mes (generalmente entre uno y cinco, dependiendo de la cantidad de datos faltantes).

Otra forma de medición del volumen de tráfico es el TPD (Tráfico Medio Diario), es el número promedio de vehículos que viajan a través de un punto específico de una carretera durante un período de tiempo de corta duración (a menudo 7 días o menos). Se

estima dividiendo los volúmenes diarios totales durante un período de tiempo específico por el número de días del período. Además, se debe de diferenciar si es una estación permanente, la cual debe de funcionar los 365 días del año, el TPD se calcula sumando todos los volúmenes diarios y se divide por 365, si el TPD es mensual se calcula sumando los volúmenes diarios durante un mes determinado y dividiendo por el número de días del mes.

Las fórmulas recomendadas por la AASHTO son las que vienen el documento Traffic Monitoring Guide (TMG).

$$TPD_i = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} VOL_i \qquad TPDM_k = \frac{1}{7}\sum_{j=1}^{7}\left(\frac{1}{n_j}\sum_{i=1}^{n_j} VOL_{ijk}\right) \qquad (6.6)$$

Donde:

VOL_i: Volumen diario en día i.

n: El número de días completos.

VOL_{ijk}: Volumen diario para ocurrencia i del día de la semana j en el mes k.

i =ocurrencia del día en mes.

j = día de la semana (1 a 7).

k = mes del año (1 a 12).

n_j = número de ocurrencia del día j en el mes para el cual hay datos disponibles.

Debido a que la obtención del flujo vehicular se realiza a partir de una muestra en un periodo igual o menor a una semana, para tener una validez a nivel anual se hace necesario estimar el comportamiento analizado del tránsito a través del Factor de corrección estacional, permitiendo así expandir el volumen de esa muestra a términos anuales. Se obtiene a partir de la serie histórica de tránsito promedio diario, generalmente, las instituciones administrativas del transporte poseen dicha información para las estaciones de conteo de las redes viales. A partir de los registros el factor de corrección se obtiene con la siguiente expresión.

$$M_j = \frac{TPDA}{TPDM} \qquad D_i = \frac{TPDA}{TPD_i} \qquad (6.7)$$

Donde:

M_j = Factor para el mes j del año.

D_i = es el factor del día i de la semana.

TPD = Volumen de tránsito promedio diario.

TPDM = Volumen de tránsito promedio diario del mes.

TPDA = Volumen de tránsito promedio diario del año.

6.9.2 Ordenamiento territorial del transporte

Todo proyecto de transporte sigue planes establecidos por el ordenamiento territorial del lugar de emplazamiento, ante esto, se define la clasificación de carreteras a las que forman parte los puentes y obras de paso, lo que establece características de la carretera según el sistema territorial al que pertenece. Ante esto, todo proyecto de puente u obra de paso debe poseer características provistas por la clasificación según el sistema funcional en áreas urbanas y rurales.

Las áreas urbana y rural se diferencian por la densidad y tipos de uso de la tierra, densidad de redes de calles y carreteras, naturaleza de los patrones de viaje, y la forma en que estos elementos están relacionados.

Áreas Urbanas son aquellos lugares dentro de los límites establecidos por los funcionarios estatales y locales responsables, con una población de 5,000 o más habitantes. Las áreas urbanas se subdividen en áreas urbanizadas (población de más de 50,000 habitantes) y pequeñas áreas urbanas (población entre 5,000 y 50,000 habitantes). Para los propósitos del diseño, debería usarse la población pronosticada para el año de diseño. Y las áreas rurales son las áreas ubicadas fuera de los límites de las áreas urbanas (de menos de 5,000 habitantes). Los Sistemas Viales Funcionales se dividen en:

- **Sistemas Viales Funcionales en Áreas Urbanas:** Los cuatro sistemas viales funcionales para áreas urbanas son las arterias principales urbanas, arterias menores, colectores y calles locales.
- **Sistemas Viales Funcionales en Áreas Rurales:** Las facilidades fuera de áreas urbanas consisten en carreteras rurales. Los nombres provienen del indicado sistema de arterias principales, arterias menores, colectoras mayores y menores y carreteras locales.

Las distintas instituciones que tienen como función administrar los sistemas de transporte en la región son de vital importancia para la recolección de información relevante para el diseño de puentes u obras de paso. Las entidades encargadas de la administración del transporte en Centroamérica se agrupan en el Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica (COMITRAN). Teniendo como función coordinar y armonizar sectorialmente sus acciones en materia de transporte, movilidad y logística. A nivel de país, las siguientes instituciones son las encargadas de la administración del transporte:

Guatemala: Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda, a través de Dirección General de Caminos (DGC).
El Salvador: Ministerio de Obras Públicas y de Transporte (MOPT).
Honduras: Secretaría de Infraestructura y Servicios Públicos (INSEP), a través de la Dirección General de Carreteras (DGC).
Nicaragua: Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI).
Costa Rica: Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT).
Panamá: Ministerio de Obras Públicas (MOP).

6.9.3 Inventarios para tránsito y transporte

Los inventarios implican una descripción de la infraestructura existente, las instalaciones disponibles y su condición, planes de mantenimiento, capacidad y tráfico existente, volúmenes, velocidad del sistema, demoras, propiedades y equipos. Además, proporcionan la base para establecer las redes que serán estudiadas para tránsito presente y proyecciones futuras. Dicha información puede estar disponible en oficinas gubernamentales de cada país encargadas de la administración de las vías públicas. Entre los elementos que pueden contener se mencionan los siguientes:

a) Calles y carreteras públicas.
   - Clasificación funcional.
   - Derechos de vía.
   - Ancho del camino y de hombros.
   - Localizaciones de estructuras como puentes, pasos a nivel, túneles, y obras de drenaje.
   - Identificación de rutas por institución encargada del mantenimiento.

b) Generadores del tráfico.
   - Escuelas.
   - Parques.
   - Estadios.
   - Centros comerciales.
   - Complejos de oficinas.

c) Leyes, ordenanzas, y regulaciones.

d) Dispositivos de control del tráfico.
   - Señales de tráfico.
   - Señales.
   - Marcas en el pavimento.

e) Sistema de tránsito.
   - Rutas por calle.
   - Localizaciones de paradas de autobús.

f) Parqueos.

g) Volumen de tráfico.

h) Tiempo de recorrido.

6.9.4 Red de Carreteras, instalaciones y servicios

La red de carreteras en los países de Centroamérica se conforma de carreteras que pertenecen a la misma clasificación funcional (Tabla 6.11) y por su importancia, siendo así clasificadas en cada país como: red vial nacional, red vial departamental y red vial vecinal o rural.

Tabla 6.11 Sistema de Clasificación Funcional.

Clasificación funcional	Servicios que provee
Arterial	Provee mayor nivel de servicio con las mayores velocidades permitidas en distancias de viaje ininterrumpido, con algún grado de control de accesos.
Colector	Provee un menor nivel de servicio que la arterial. Se permiten velocidades menores en distancias cortas por servir de colector de tráfico de caminos locales y los conecta con las arteriales.
Local	Consiste en todas las carreteras no definidas como arteriales o colectoras; su servicio principal es proveer acceso a la mayoría de los lugares y sirve a los viajes sobre distancias relativamente cortas.

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para Diseño Geométrico de Carreteras, SIECA 2011.

La red vial nacional (arterial) corresponde a las carreteras de interés nacional conformada por los principales ejes longitudinales y transversales, que constituyen la base del sistema nacional de carreteras. Sirve como elemento receptor de las carreteras departamentales o regionales y de las carreteras vecinales o rurales.

La red vial departamental o regional (colector) es la conformada por las carreteras que constituyen la red vial circunscrita al ámbito de un gobierno regional. Articula básicamente a la red vial nacional con la red vial vecinal o rural.

La red vial vecinal o rural (local) es la conformada por las carreteras que constituyen la red vial circunscrita al ámbito local, cuya función es articular las capitales de provincia con capitales de distrito, éstas entre sí, con centros poblados o zonas de influencia local y con las redes viales nacional y departamental o regional.

A partir de la clasificación funcional se establecen los tipos de carreteras y sus características (Tabla 6.12), además se establece que las carreteras de la red vial se diseñan a partir de niveles de servicio, siendo así, Nivel de Servicio D para toda la red vial, con la excepción de las autopistas que deben limitarse al nivel de servicio C.

Tabla 6.12 Tipos de carreteras del Sistema de Clasificación Funcional.

Función	Clase de carretera (1)	Nomenclatura	TPD (2) (Año final de diseño)	Número de carriles
Arterial Principal	Autopista	AA	>20,000	6-8
	Arterial Rural	AR	10,000-20,000	4-6
	Arterial Urbana	AU	10,000-20,000	4-6
Arterial Menor	Arterial Menor Rural	AMR	3,000-10,000	2
	Arterial Menor Urbana	AMU	3,000-10,000	2
Colector Mayor	Colector Mayor Rural	CMR	10,000-20,000	4-6
	Colector Mayor Urbana	CMU	10,000-20,000	4-6
Colector Menor	Colector Menor Rural	CR	500-3,000	2
	Colector Menor Urbana	CU	500-3,000	2
Local	Local Rural	LR	100-500	2
	Local Urbano	LU	100-500	2
	Rural	R	<100	1-2

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para Diseño Geométrico de Carreteras, SIECA 2011.

(1) La clase RURAL será de terracería. Las clases CR, CU y LR podrán ser de terracería o pavimentadas. Todas las demás clases deberán de ser pavimentadas.

(2) Tránsito Promedio Diario (TPD).

La descripción de los niveles de servicio para carreteras se presenta en la Tabla 6.13.

Tabla 6.13 Clasificación de niveles de servicio

Nivel de Servicio	Descripción
A	Flujo libre de vehículos, bajos volúmenes de tránsito y relativamente altas velocidades de operación (90 km/h o más). La demora de los conductores no es mayor del 35% del total de tiempo de viaje y la razón de flujo total para ambas direcciones es de 490 veh/hr.
B	Flujo libre razonable, pero la velocidad empieza a ser restringida por las condiciones del tránsito (80 km/h). La demora de los conductores no es mayor al 50% del total del tiempo de viaje y la razón del flujo total para ambas direcciones es de 780 veh/hr.
C	Se mantiene en zona estable, pero muchos conductores empiezan a sentir restricciones en su libertad para seleccionas su propia velocidad (70 km/h). La demora de los conductores alcanza el 65% del total del tiempo de viaje y la razón de flujo total para ambas direcciones es de 1,130 veh/hr.
D	Acercándose a flujo inestable, los conductores tienen poca libertad para maniobrar. La velocidad se mantiene alrededor de 60 km/h. La demora de los

	conductores es cercana al 80% del total del tiempo de viaje y la razón de flujo total para ambas direcciones es de 1,830 veh/hr.
E	Flujo inestable, suceden pequeños embotellamientos. La velocidad cae hasta 40 km/h. La demora de los conductores es mayor al 80% del total del tiempo de viaje.
F	Flujo forzado, condiciones de "pare y siga", congestión de tránsito.

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para Diseño Geométrico de Carreteras, SIECA 2011

6.9.5 Volúmenes de tránsito

El volumen de tránsito es la cantidad de vehículos que pasan por un punto dado en un intervalo de tiempo. El procedimiento para establecer el volumen de tráfico consiste en determinar el TPD para el proyecto, dicho parámetro se obtiene por conteos, ya sea mecánico o manual. El realizar un método de conteo vehicular manual permite obtener información que no es posible con conteos mecánicos, estos conteos se utilizan para determinar:

- Movimientos de giro.
- Clasificación de vehículos.
- Estudios de ocupación (el número de ocupantes por vehículo).
- Conteos de peatones.

A partir de la obtención del TPD se definen dos características fundamentales del volumen de tránsito, siendo estos:

- Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA): Se define como el volumen total durante un período determinado de tiempo (en general días), mayor que un día y menor o igual que un año, divido por el número de días comprendido en ese período de tiempo.
- Tránsito de Hora Pico: recoge la necesidad de referir el diseño no a la hora máxima que se registra en un año ni a la hora promedio sino a una hora intermedia que admita cierto grado de tolerancia a la ocurrencia de demandas horarias extremas que pueden quedar con menores niveles de comodidad para la conducción.

Criterios para elaboración de conteos

El conteo dependerá del método a utilizar y su propósito. Para el diseño debe contener información de horarios pico y promedios diarios. También, con el objetivo de obtener una muestra representativa debe evitar realizarse en fechas con eventos especiales como fiestas, cierres de vías, clima extremo, etc.

En caso de conteos humanos se pueden establecer intervalos de medición que reúnan las características mencionadas anteriormente pudiendo ser las presentadas en la Tabla 6.14, los cuales requerirán de una expansión a 24 horas y posteriormente el cálculo del TPDA usando factores de expansión diurno y nocturno.

Tabla 6.14 Períodos de conteos.

Intervalo (horas)	Hora inicio	Hora finalización
12	7:00 am	7:00 pm
	7:00 am	11:00 am
8	7:00 am	6:00 pm
	7:00 am	9:00 am
4	4:00 am	6:00 pm

Fuente: Pignataro, Ingeniería de Trafico, 1973.

Proyecciones futuras

Todo proyecto vial debe diseñarse para acomodar el tránsito que pueda ocurrir durante el período de diseño, en los puentes y obras de paso se utilizara el periodo comprendido de 20 años para la estimación de volúmenes futuros, en concordancia con el periodo de proyección de carreteras, según lo establece el **Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras** (SIECA 2011).

Se consideran dos métodos de proyección del volumen vehicular; el primero se fundamenta en el análisis de tendencias históricas del comportamiento del tránsito, conocidas mediante registros de los volúmenes durante un período mínimo de diez años de duración. A partir de dichos registros formular hipótesis de crecimiento más probable del tránsito durante los años proyectados.

El segundo método crea pronósticos de tránsito con indicadores socioeconómicos nacionales o locales, que tienen incidencia en el transporte automotor, como los registros de consumo de combustible, en el transporte, la tenencia de vehículos, el comportamiento del Producto Interno Bruto, el crecimiento de la población económicamente activa.

Una metodología para calcular el tránsito a futuro según Cárdenas, James (1994) se da por el tránsito actual y el incremento del tránsito al año de proyecto tal como se muestra en la expresión siguiente:

$$TF = TA + IT \qquad (6.8)$$

Donde:

TF = tránsito futuro.

TA = tránsito actual. Es el volumen de tránsito que usará la carretera mejorada o la nueva carretera en el momento de quedar completamente en servicio.

IT = incremento del tránsito al año de proyecto. Es el volumen de tránsito que se espera use la nueva carretera en el año futuro seleccionado como de proyecto.

El tránsito actual no solo toma en cuenta además de los volúmenes de tráfico obtenidos ya sean mediante aforos, encuestas de origen-destino o estudios socioeconómicos; sino también el tránsito atraído a la nueva o vía mejorada por razones de comodidad, ahorros en el tiempo de viaje, características geométricas, seguridad y comodidad. En una apertura de camino no se tiene tránsito existente, por lo tanto, el tránsito actual está compuesto solamente por el tránsito atraído. Mientras que, en la mejora de una carretera existente, el tránsito actual (TA) se compone del tránsito existente (TE) antes de la mejora, más el tránsito atraído (Tat). El tránsito actual se expresa como:

$$TA = TE + Tat \qquad (6.9)$$

Donde:

TA = tránsito actual.

TE = tránsito existente

Tat = tránsito atraído. Es el que se desviará de otras vías hacia la nueva. Este tránsito se determina en base a la economía de tiempo que ofrece el nuevo servicio.

El incremento del tránsito es el volumen que se espera tener en la vía al año de proyecto. Está compuesto por el crecimiento normal del tránsito (CNT), el tránsito generado (TG) y el tránsito desarrollado (TD). Se expresa de la siguiente manera:

$$IT = CNT + TG + TD \qquad (6.10)$$

Donde:

IT = Incremento del tránsito.

CNT = Crecimiento normal del tránsito. Es el incremento del volumen de tránsito debido al aumento normal en el uso de los vehículos. El deseo de las personas por movilizarse, la flexibilidad ofrecida por el vehículo y la producción industrial de muchos más vehículos cada día, hacen que esta componente del tránsito siga aumentando. Sin embargo, deberá tenerse gran cuidado en la utilización de los indicadores del crecimiento del parque vehicular nacional para propósitos de proyecto, ya que ellos no necesariamente reflejan las tasas de crecimiento en el área local bajo estudio, aunque se ha comprobado que existe cierta correlación entre el crecimiento del parque vehicular y el crecimiento del TPDA en el sitio.

TG = Tránsito generado. Es el tránsito de viajes totalmente nuevos y viajes que antes se hacían por otro medio de transporte. Se compone de tres categorías: el tránsito inducido, el tránsito convertido y el tránsito trasladado.

TD = Tránsito desarrollado. Es el incremento del volumen de tránsito debido a las mejoras en el suelo adyacente a la carretera. A diferencia del tránsito generado, el tránsito

desarrollado continuará actuando por muchos años después que la nueva carretera ha sido puesta al servicio.

De esta manera, se tiene:

$$TF = TA + IT = (TE + Tat) + (CNT + TG + TD) \quad (6.11)$$

TF puede definirse como un factor de proyección FP multiplicado por el Tránsito Actual (TA), para nuevas carreteras sobre la base de un periodo de proyección de 20 años, obteniendo la expresión:

$$TF = FP\,(TA) \quad (6.12)$$

Los valores de FP están en el intervalo de 1.5 a 2.5, el cual deberá especificarse para cada año futuro definido como:

$$FP = 1 + \frac{CNT}{TA} + \frac{TG}{TA} + \frac{TD}{TA} \quad (6.13)$$

Velocidades y demoras

La velocidad juega un papel importante en estudio de tráfico, es un elemento que contribuye en la selección de rutas y beneficios para los conductores en términos de tiempo, conveniencia y dinero ahorrado. El diseño, en todo caso, busca satisfacer razonablemente los requerimientos de los usuarios en lo relativo a velocidades, bajo condiciones de seguridad y economía en las operaciones, sin dejarse llevar por incómodos extremos, como sucedería si se pretendiera atender al reducido número de usuarios que reclaman mayores velocidades de lo que se juzga razonable. (SIECA, 2011).

Dentro del análisis de velocidad hay tres parámetros a considerar, siendo estos:

- **Velocidad de Operación:** Es la velocidad a la que los conductores son observados operando su vehículo bajo condiciones favorables.
- **Velocidad de Ruedo:** Es la longitud del tramo de la carretera divida entre el tiempo requerido para que el vehículo recorra ese tramo.

A partir del nivel de servicio se puede establecer las características de fluidez que debe cumplir la carretera de la cual forma parte el puente u obra de paso, las cuales van relacionadas con las demoras que puede provocar en lo usuarios. Para ello se recomiendan distintos niveles de servicio para los tipos de carreteras (Tabla 6.15).

Tabla 6.15 Guía para seleccionar el Nivel de Servicio para Diseño.

Tipo de carretera	Tipo de Área y Nivel de Servicio Apropiado			
	Rural Plano	Rural Ondulado	Rural Montañoso	Urbano y Suburbano
Autopista	B	B	C	C
Arterial	B	B	C	C
Colectora	C	C	D	D
Locales	D	D	D	D

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para Diseño Geométrico de Carreteras, SIECA 2011,

- **Velocidad de Diseño:** La velocidad de diseño elegida debe ser consistente con la velocidad a la que un conductor probablemente conduzca con comodidad en la carretera construida, por consiguiente, en la obra de paso o puente. La selección de una adecuada velocidad de diseño debe considerar los siguientes aspectos:

a) Distribuciones de las velocidades.

b) Tendencias de las velocidades.

c) Tipo de área.
   - Rural.
   - Urbana.

d) Condiciones del terreno.
   - Plano.
   - Ondulado.
   - Montañoso.

e) Volúmenes de tránsito.

f) Consistencias en el diseño de carreteras similares o complementarias.

g) Condiciones ambientales.

6.9.6 Accidentes de tránsito

Es importante el recopilar datos de los accidentes de tránsito ocurridos carreteras lo cual se logra a través de los informes de las entidades encargadas de la administración de transporte, así como también de fuentes policiales. El estudio de accidentes comprende dos importantes datos a saber (Cárdenas, James, 1994):

a) Causa aparente de los accidentes: La información recolectada por agentes de tránsito brinda la base estadística vital de tránsito. La información acumulada permite determinar ubicación, frecuencia, saldos, conductor o empresas, etc. El análisis de las causa permitirá saber si las fallas son de origen de la operación del tránsito dependiendo de la carretera o calle, del vehículo o del usuario.

b) Magnitud del problema: El relacionar los saldos de muertos y heridos, proporcionalmente con la población, con los vehículos, o con el kilometraje recorrido, se dispondrá de cifras o índices que permitan hacer comparaciones acerca del comportamiento de la accidentabilidad. Estas darán la escala para juzgar la magnitud del problema. Para estas relaciones, los indicadores más utilizados son los siguientes:

   I. Índice con respecto a población (*P*): son el de accidentabilidad, el de morbilidad y el de mortalidad, con respecto al número de habitantes en el año que se trate expresado por cada 100,000 habitantes, se establecen como:

   Índice de accidentabilidad ($I_{A/P}$):

$$I_{A/P} = \frac{No.\,de\ accidentes\ en\ el\ año\ x\ 100000}{no.\,de\ habitantes} \qquad (6.14)$$

   Índice de morbilidad ($I_{morb/P}$):

$$I_{morb/P} = \frac{No.\,de\ heridos\ en\ el\ año\ x\ 100000}{no.\,de\ habitantes} \qquad (6.15)$$

   Índice de mortalidad ($I_{mort/P}$):

$$I_{mort/P} = \frac{No.\,de\ muertos\ en\ el\ año\ x\ 100000}{no.\,de\ habitantes} \qquad (6.16)$$

   II. Índice con respecto al parque vehicular (*V*): en este caso los índices anteriores de accidentabilidad, de morbilidad y el de mortalidad son con respecto al número de vehículos registrado en el año respectivo, expresados cada 100,000 vehículos.

6.9.7 Encuestas de origen y destino a conductores

Las encuestas origen y destino tendrán como propósito determinar las fuentes generadoras de viajes, evaluar las principales características del movimiento vehicular, pasajeros y carga desde las zonas de origen hacia las zonas de destino. Además, permitirán establecer los patrones del recorrido dentro del área del estudio.

Los datos de las encuestas origen – destino se comparan con otras fuentes para asegurar la exactitud y la consistencia de los resultados. Tras la comprobación necesaria se prepara un sistema de tablas de viaje que muestra el número de viajes entre cada zona en el área del estudio. Estas tablas se pueden subdividir por propósito del viaje, viajes de automóviles, transporte de pasajeros y de mercancías. Para realizar las encuestas de origen y destino se recomienda utilizar dos formularios, uno para pasajeros y otro para

carga. Posteriormente, la información recolectada se resumirá en una matriz. El contenido mínimo de estas encuestas se muestra en la Tabla 6.16.

Tabla 6.16 Requerimientos para una encuesta de origen y destino.

Encuesta origen y destino de carga:	Encuesta origen y destino de pasajeros:
• Hora.	• Hora.
• Tipo de camión.	• Tipo de vehículo.
• Carrocería.	• Marca.
• Embalaje.	• Modelo.
• Combustible.	• Año.
• Producto.	• Combustible.
• Origen.	• Número de asientos.
• Destino.	• Número de pasajeros.
• Peso de Carga.	• Origen.
• Número de asientos.	• Destino.
• Número de pasajeros.	• Motivo de Viaje:
• Marca.	T = Trabajo, comercio;
• Modelo.	P = Turismo, paseo, excursiones;
• Año.	E = Estudio, seminario, congreso;
• Peso seco.	S = salud, enfermedad.
• Carga útil.	

Fuente: Elaboración propia.

A partir de las encuestas origen y destino se calcula el factor de expansión de la estación con la siguiente expresión:

$$FEij = 365\frac{TPDij}{NEij} \tag{6.17}$$

Donde:

FEij: Factor de expansión para la estación i, vehículo j.

TPD: Tránsito promedio diario en la estación i, del vehículo j.

NEij: Número de muestras realizadas en la estación i, para vehículo j.



Puente Centenario - Panamá

CAPÍTULO 7
CONSIDERACIONES DE CARGAS Y COMPONENTES

A nivel regional no se cuenta con especificaciones técnicas consensuadas para el diseño de puentes similares a las desarrolladas por AASHTO, y tampoco con una guía que a nivel regional no se cuenta con especificaciones técnicas consensuadas para el diseño de puentes similares a las desarrolladas por AASHTO, y tampoco con una guía que permita ajustar sus especificaciones de diseño a las condiciones particulares de los países centroamericanos, por lo que el diseño estructural de los puentes se debe realizar de acuerdo a lo establecido en dicha la normativa, que incluye las Especificaciones de diseño de puentes LRFD AASHTO del 2020.

7.1 Puentes y obras de paso según su uso

Los puentes se diseñan y construyen para salvar diferentes obstáculos, tales como cuerpos de agua, valles, caminos o carreteras, vías del tren y otros. A continuación, se detallan los principales tipos de puentes que pueden identificarse en la región, en función del uso:

a) Puente ferroviario: Para los puentes de ferrocarril puede hacerse uso de muchas de las opciones estructurales de los puentes de carretera, aunque adaptadas a las características particulares que imponen las cargas de tráfico ferroviario, ya que deben soportar el peso del tren y con frecuencia el peso adicional del material de base para las vías que se utiliza para dar soporte los rieles. En puentes ferroviarios es importante considerar algunas particularidades como la acción debida al viento con pequeñas singularidades debidas a la altura de los trenes, lo que condiciona la altura a la que se debe aplicar la sobrecarga.

b) Puentes peatonales: Estos permiten el paso de peatones sobre cuerpos de agua, vías de tráfico o valles en las montañas y se pueden construir con diferentes tipos de materiales. Debido a la poca carga para la que están concebidos y a que generalmente su longitud es limitada, el diseño de los mismos puede llegar incluso a estandarizarse.

c) Puentes de carreteras: Un puente de carretera es diseñado para la circulación de vehículos automotores, por lo que su ancho y elementos estructurales y de seguridad dependerán del uso de la vía (paso agrícola, carretera secundaria, carretera primaria, autovía y autopista), del tipo de puente, del tipo de material previsto, de las condiciones topográficas y geológicas del área, de los costos y del impacto paisajístico requerido.

En función del uso de la vía, los puentes de carreteras se recomiendan diseñarse tomando en cuenta las siguientes categorías:

a) Puente crítico: debe proporcionar acceso inmediato después de un evento sísmico de nivel inferior y acceso limitado después de un evento de nivel superior y continuar funcionando como un enlace importante para las instituciones de protección civil, policial, departamento de bomberos y/o agencias de salud para responder a una situación de desastre. Los puentes de este tipo se limitarían a los que se encuentran en rutas de seguridad humana, en los accesos a un área urbana y en las rutas a una

instalación de defensa que tiene acceso limitado. Cualquier puente en una ruta crítica se clasificará como tal si no hay un desvío fácilmente accesible.

b) Puente esencial: un puente esencial debe proporcionar al menos acceso limitado después de un evento sísmico de nivel inferior y servir como enlace importante para las unidades de seguridad y protección civil, proporcionando una ruta continúa. Un puente que cruza una ruta esencial, cuyo derrumbe bloquearía dicha ruta, también se clasificará como esencial si no hay un desvío accesible.

c) Otros puentes: todos los puentes no clasificados como críticos o esenciales serán incluidos en esta categoría y podrán sufrir daños significativos, pero serán diseñados para evitar su colapso tomando en cuenta un evento sísmico.

El uso de cada categoría toma en consideración una estrategia de reducción del riesgo de geo amenaza o un nivel objetivo de rendimiento ante estas. Para cuantificar el nivel crítico y esencial se debe determinar la probabilidad de ocurrencia del evento, el daño asociado a éste y el monto de la pérdida para luego, estimar el riesgo de la pérdida potencial anual. El Proyecto GENSAI ha elaborado una herramienta en EXCEL denominada HG GeoA (Herramienta de Gestión de Geo amenazas en Carreteras), la cual puede ser descargada desde la página web de DACGER MOPT de El Salvador para apoyar en el cálculo del riesgo y del costo-efectividad.

7.2 Consideraciones para la selección

La selección de uno u otro tipo de puente será responsabilidad directa del diseñador, quien bajo estricto apego al cumplimiento de la normativa nacional o regional aplicable, deberá presentar al propietario la mejor alternativa de puente tomando en cuenta al menos los siguientes criterios, citados sin orden de preferencia:

a) Seguridad estructural: se debe proponer y diseñar una alternativa que garantice la obra ante diferentes condiciones en función de su categorización como puente crítico, esencial u otro.

b) Economía y costos de mantenimiento: En el análisis beneficio costo se debe valorar no sólo la inversión inicial de construcción sino también el costo de operación y mantenimiento que se requerirá a lo largo de la vida útil del puente, a efecto de comparar objetivamente diversas alternativas de puentes para dar respuesta adecuada a la necesidad de conexión vial. Para un descarte preliminar de opciones debe considerarse que el puente con el menor número de luces, menor número de juntas de construcción en la superestructura y mayor espaciamiento de las vigas será el tipo más económico y que al reducir un vano en un puente, se reduce el número de pilas, y en consecuencia se reducen significativamente los costos de construcción y los costos a erogar durante su vida útil, ya que a éstas se asocia un alto mantenimiento por efecto de socavación.

c) Condiciones de cimentación: Los suelos de fundación en el sitio determinarán si la subestructura deberá cimentarse en zapatas, pilotes hincados o pilotes pre excavado. Por tanto, si la campaña geotécnica y estudios geofísicos en el lugar de emplazamiento

definido indican que pueden existir asentamientos grandes o diferenciales, las estructuras a diseñar y construir deben presentar la capacidad de acomodarse a estos fenómenos de asentamientos a lo largo de su vida útil.

d) Geometría de la vía: Debido a que el tipo de puente seleccionado deberá adaptarse al alineamiento horizontal y vertical de la vía y a las luces de la carretera, siendo importante adaptar el tipo de puente y su metodología constructiva a la geometría de la vía.

e) Proyección de ampliación: pensando en la funcionalidad a largo plazo de la estructura es importante que tenga la capacidad de ampliación de carriles necesaria para adaptarse a las condiciones de tráfico más allá del período de vida útil establecido.

f) Otras Consideraciones Importantes: las siguientes recomendaciones deben ser tomadas en cuenta al momento de seleccionar el tipo de puente:

- Rodamientos, drenajes, juntas de expansión y esviajes u oblicuidad excesiva crean problemas importantes de mantenimiento, por lo que es importante minimizar el número de estos detalles presentes en la estructura.
- Generalmente, las estructuras de concreto requieren menos mantenimiento que las estructuras de acero. Estas últimas demandan pintura como mantenimiento rutinario, la cual varía dependiendo de su lugar de ubicación y representa un costo importante al momento de la selección del tipo de puentes.
- Estructuras fundidas in-situ requerirán un sistema de andamios y formaletas bastante complejo y detallado.
- Debido a la lejanía y la dificultad de acceso de ciertos sitios de construcción de puentes, deben considerarse las dificultades para traslado de materiales, maquinara y mano de obra para la construcción o ensamble de la superestructura de un puente.
- Se debe tomar en cuenta en el diseño las condiciones necesarias para asegurar un adecuado control de las deflexiones.
- Si existen condiciones de urgencia, se debe priorizar el plazo de construcción, por lo que se debe elaborar un plan constructivo que tome en consideración la opción de hacer uso de estructuras prefabricadas, la facilidad de instalación de andamios y estructuras, el manejo y control de tráfico, entre otros.
- El hecho que los puentes vehiculares se encuentren usualmente ubicados en sitios abiertos y visibles, implica que éstos pueden tener influencia al paisaje y este aspecto es importante considerarlo durante el diseño y además para su adecuada integración urbanística.

7.3 Normas de referencia

Este manual considera la aplicabilidad de diversas normativas como recomendaciones para diseño, las que en su debida oportunidad podrán ser sustituidas por las versiones más actualizadas que puedan surgir, incluyendo:

- AASHTO (2017 o su última versión). Bridge Design Specifications. Octava edición con revisiones transitorias de 2015 y 2016. American Association of State Highway and Transportation Officials. [Especificaciones de diseño LRFD].
- AASHTO (2015). Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires, and Traffic Signals. Primera edición con revisiones transitorias del 2017 o su versión vigente. American Association of State Highway and Transportation Officials and American Welding Society. [Especificaciones para estructuras de soporte].
- AASHTO (2005). Roadway Lighting Design Guide. Primera edición o su versión vigente. American Association of State Highway and Transportation Officials. [Guía de diseño de iluminación].
- FHWA (2003). Design example for steel girder Superstructure Bridge. Federal Highway Administration [Ejemplo de diseño de puente de acero].
- FHWA (2003). Comprehensive design example for prestressed concrete (PSC) girder Superstructure Bridge with commentary. Federal Highway Administration. [Ejemplo de diseño de puente de concreto].
- USBR (2007) Design Data Collection Guidelines. United States Bureau of Reclamation [Guía de recolección de información para diseño].
- WDOT (2017). Bridge Design Manual. Washington Department of Transportation. [Manual de diseño].
- Specification of Highway bridges (2017). Japan Road Association (JARA) [Especificación para puentes de carreteras (2017). Asociación de Carretera de Japón].

7.4 Cargas consideradas para el diseño

Las consideraciones de cargas para el diseño de los puentes vehiculares están basadas en las especificaciones estipuladas en las normas de referencia detalladas en el numeral 7.3, las que toman en cuenta los principios de seguridad y aproximaciones lógicas para asegurar que el proyecto pueda ser construido, así como su seguridad, nivel de servicio, facilidad de inspección, economía y estética.

El objetivo de los requisitos de la Norma AASHTO LRFD es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes vehiculares tanto fijos como móviles. No es el propósito de estas especificaciones reemplazar la capacitación y el criterio profesional del Diseñador; por lo que sólo establecen requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad.

De acuerdo a la versión LRFD de las Especificaciones AASHTO, los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas para los estados límites previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser proyectados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones, importancia y las condiciones ambientales.

Las provisiones de diseño de estas especificaciones emplean la metodología de Diseño de Factores de Resistencia y Carga (LRFD), los cuales han sido desarrollados de la teoría

de confiabilidad basada en los conocimientos actuales estadísticos de carga y comportamiento estructural. El propósito primario de un puente vehicular es estimar con seguridad (geométrica y estructural) los volúmenes necesarios de trabajo y las cargas y por lo general, los volúmenes de tráfico presente y futuros determinan el número y ancho de los carriles de tráfico, establecen la necesidad y el ancho de bermas y el peso mínimo del camión de diseño. Si los anchos de los carriles, las bermas y otras dimensiones pertinentes no son establecidos por la entidad propietaria, las normas de la AASHTO deben usarse como guía. Es importante destacar que pueden existir requerimientos para el paso seguro de tráfico extraordinario sobre y bajo la estructura, los que pueden imponer restricciones adicionales al diseño.

En la Sección 3 de la Norma AASHTO LRFD 2020 se especifican requisitos mínimos paras cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de cargas y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos. Los requisitos de carga también se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes. Además de las cargas tradicionales, esta sección incluye las fuerzas provocadas por colisiones, sismos, asentamiento y distorsión de la estructura.

En general, estas cargas pueden ser divididas en dos grandes grupos: cargas permanentes y cargas transitorias (cargas de vehículos, peatonales, de fluidos, de sismo, de colisiones, entre otros), pero también se debe valorar la necesidad de considerar otros tipos de cargas en función del tipo de estructura, tales como las debidas al incremento en las deformaciones del concreto endurecido sometido a cargas, a la retracción del concreto durante el fraguado que genera tensiones internas que dan lugar a fisuras, o al movimiento de los apoyos de la estructura.

7.4.1 Cargas permanentes

Según AASHTO LRFD sección 3.5.1, la carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobre capas y ensanchamientos previstos.

Las cargas permanentes a considerar son las siguientes:

- DD = Fricción Negativa (down drag).
- DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.
- EH = Empuje horizontal del suelo.
- EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.
- ES = Sobrecarga del suelo.
- EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se pueden utilizar las densidades que se muestran en la Tabla 7.1 Densidades de principales elementos constructivos (Tomado de AASHTO Tabla 3.5.1-1), tomando en cuenta que la densidad de los materiales granulares depende de su grado de compactación y del contenido de

agua, y que las densidades indicadas en kg/m3 y kg/mm corresponden a unidades de masa, no a unidades de fuerza. Para convertir a la unidad de fuerza (N/m^3) multiplicar por un valor constante de la aceleración de la gravedad g = 9,8066 m/seg^2 y considerar la unidad [kg m/seg^2] como un Newton.

La densidad del concreto depende fundamentalmente de la densidad de los agregados, la cual varía según la caracterización geológica y aumenta con la resistencia a la compresión del mismo.

Tabla 7.1 Densidades de principales elementos constructivos.

Material		Densidad (kg/m^3)	Densidad (N/m^3)
Aleaciones de Aluminio		2,800	27.5
Superficies de rodamiento bituminosas		2,250	22.1
Hierro fundido		7,200	70.6
Escoria		960	9.4
Arena, limo o arcilla compactados		1,925	18.9
Concreto	Agregados de baja densidad	1,775	17.4
	Agregados de baja densidad y arena	1,925	18.9
	Densidad normal con $f'_c \leq$ 35 MPa	2,320	22.8
	Densidad normal con 35 < $f'_c \leq$ 105 MPa	2,240 + 2.29 f'c	
Arena, limo o grava sueltos		1,600	15.7
Arcilla blanda		1,600	15.7
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2,250	22.1
Acero		7,850	77.0
Sillería		2,725	26.7
Madera	Dura	960	9.4
	Blanda	800	7.8
Agua	Dulce	1,000	9.8
	Salada	1,025	10.1
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)	
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0.3	0.0

Fuente: AASHTO, capítulo 3, Tabla 3.5.1-1, 2020.

7.4.2 Cargas vivas

Los efectos de la carga viva en un puente, están supeditados a muchos factores y parámetros como las dimensiones del vehículo, peso total y cargas por eje, configuración de ejes, posición de estas cargas, longitudinal y transversalmente, número de vehículos en el puente, velocidad de los mismos, características del puente en cuanto a materiales tipología estructural y dimensiones. Todos estos parámetros implicarían estudios complejos causa - efecto y estudios dinámicos, para cada puente, por lo que, las normas en general asumen modelos matemáticos e hipotéticos que no representan a ningún vehículo particular en existencia; pero, se presume que para ningún vehículo que circule por el puente, con cargas legales, las acciones producirán en la estructura tensiones mayores que los vehículos y cargas de diseño.

Los reglamentos corrientes establecen los pesos y dimensiones permisibles para la circulación en carreteras de vehículos automotores, con cargas legales, las cuales no deben exceder un cierto peso. Sin embargo, para cargas mayores comprobadamente indivisibles, las especificaciones AASHTO consideran estudios y permisos especiales para su tránsito en condiciones controladas.

En este manual, las cargas vivas de diseño estandarizadas son las establecidas por las Normativas AASHTO LRFD, restringiéndose el uso de otros vehículos y cargas, porque cada norma establece los pesos y dimensiones en función a su filosofía de diseño la cual se traduce en sus factores de amplificación y reducción, así como sus combinaciones de carga.

La norma LRFD incorpora ciertas condiciones en la modelación de la carga viva que actúa en la estructura, cuya justificación se basa en estudios detallados del comportamiento de los flujos de carga reales y su variación respecto a lo establecido como cargas máximas por ejes.

En este sentido, AASHTO LRFD, considera que se debe superponer la carga distribuida y el camión de diseño, ya que al superponerlas configuran el camión de diseño que se denomina HL-93. Esta configuración implica un aumento en la carga viva actuante sobre la estructura, cuyo efecto se ve compensado en cierta medida con la utilización de factores de combinación de carga menores a los utilizados en la AASHTO Standard.

7.4.3 Sobrecargas

En general, según lo establecido en el capítulo 3.6.1 de AASHTO LRFD, las sobrecargas o cargas transitorias que pueden actuar sobre un puente son de diversos tipos y debidas a diversas acciones, entre las cuales se incluyen las siguientes: sobre carga vehicular, incremento por carga vehicular dinámica, sobrecarga viva, sobrecarga peatonal, efectos de temperatura y del viento (apartado 7.4.4), asentamientos cargas hidráulicas y presión de flujo (apartado 7.4.5), efectos por sismos (apartado 7.4.6), y otras acciones propias de la estructura como contracción y fluencia, así como debidas a acciones temporales o durante la construcción.

Sobrecarga vehicular de diseño

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

Para cada sitio específico se debería pensar en modificar el camión de diseño y/o la carga del carril de diseño si se dan las siguientes condiciones:

- La carga legal de una jurisdicción es significativamente mayor que el valor típico;
- Se anticipa que la calzada soportará porcentajes de tráfico de camiones inusualmente elevados;
- Un elemento de control de flujo, como por ejemplo una señal de pare, semáforo o casilla de peaje, provoca la acumulación de camiones en ciertas áreas de un puente o que el flujo de camiones no sea interrumpido por tráfico liviano; o
- Debido a la ubicación del puente las cargas industriales especiales son habituales.

Aplicación de sobrecargas vehiculares

A menos que el diseñador especifique lo contrario, el requerimiento extremo se debe tomar como el mayor de los siguientes valores:

- El requisito debido al camión de diseño combinada con la carga del carril de diseño,
  - La dimensión debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el Artículo 7.4.3.5 combinada con la debida a la carga del carril de diseño, y
  - Tanto para momento negativo entre puntos de contra flexión bajo una carga uniforme en todos los tramos como para reacción en pilas interiores solamente, 90 por ciento del requerimiento debido a dos camiones de diseño separados como mínimo 15,000 mm entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145,000 N de cada camión se deberá tomar como 4,300 mm.

Los ejes que no contribuyen a la solicitud extrema considerada se pueden despreciar. Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3,000 mm en cada carril se recomiendan ubicar de manera que produzcan esfuerzos extremas. El camión de diseño se ubicará transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del voladizo de la losa se recomienda 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda,
- Para el diseño de todos los demás componentes se establece 600 mm a partir del borde del carril de diseño. A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño o de las partes de dichos carriles que contribuyen al

requerimiento extremo bajo consideración se deberán cargar con el requerimiento del carril de diseño.

Camión de diseño

La sección 3.6.1.1.2 de la AASHTO LRFD indica que los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 7.1. En los casos que aplique se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en la sección incrementos por carga dinámica. A excepción de lo especificado en aplicación de sobrecargas vehiculares, la separación entre los dos ejes de 145,000 N se deberá variar entre 4,300 y 9,000 mm para producir los requerimientos extremos.

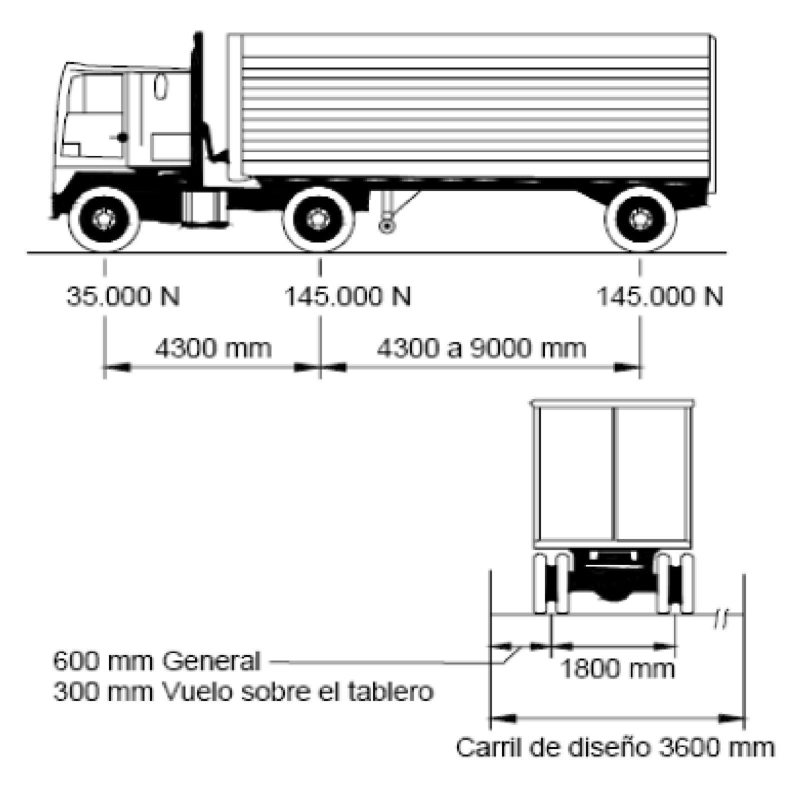


Figura 7.1 Características del camión de diseño.
Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 3, 2014.

Carril y carga de diseño

Según AASHTO LRFD, sección 3.6.1.1, en general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación w/3600, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm, y también se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3,600 mm de ancho, el número de carriles de diseño debe ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 6,000 y 7,200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9.3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3,000 mm. Las fuerzas debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

Área de contacto de los neumáticos

El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto de la siguiente manera:

- En superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto especificada, y
- En superficies discontinuas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de la huella, aumentando la presión en función de la relación entre el área de contacto especificada y la real.

Esta carga se aplica solamente al camión de diseño. Si se utilizan otros vehículos de diseño, el Ingeniero deberá determinar el área de contacto de los neumáticos. A modo de guía para otros camiones de diseño, el área de contacto de los neumáticos se puede calcular a partir de las siguientes dimensiones:

- $An = P / 142$ (7.1)
- $Ln = 165\,\gamma\,(1 + IM / 100)$ (7.2)

Donde:

γ = factor de carga.

An = Ancho del neumático.

Ln = Longitud del neumático.

IM = porcentaje de incremento por carga dinámica.

P = carga de rueda de diseño (N).

Distribución de las cargas de rueda

En su sección 3.6.1.2.6, la AASHTO LRFD establece que si la profundidad del relleno es menor que 600 mm, se despreciará el efecto del relleno sobre la distribución de la sobrecarga. La distribución de la sobrecarga para la parte superior de alcantarillas se puede basar en los requisitos para losas paralelas al tráfico.

En sustitución de un análisis más preciso o utilizar otros métodos aproximados de distribución de cargas, si la profundidad del relleno es mayor que 600 mm, se puede

considerar que las cargas de las ruedas están uniformemente distribuidas en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos, según lo especificado en área de contacto de estos, más 1.15 veces la profundidad del relleno en el caso de rellenos granulares seleccionados, o la profundidad del relleno en todos los demás casos. En estos casos aplicarán los requisitos de presencia de múltiples sobrecargas e incrementos por carga dinámica.

Si las áreas de varias ruedas se superponen, la carga total se deberá distribuir uniformemente en el área. Para las alcantarillas de un solo tramo los efectos de la sobrecarga se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que 2,400 mm y mayor que la longitud del tramo. Para las alcantarillas de múltiples tramos estos efectos se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que la distancia entre las caras de los muros extremos.

Cargas para porciones de losa en voladizo

Para el diseño de la losa con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de concreto estructuralmente continua es menor o igual que 1,800 mm, la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14.6 N/mm, ubicada a 300 mm de la cara de la baranda.

Se ha observado que las barreras estructuralmente continuas son efectivas para distribuir las cargas de rueda en los voladizos. En este requisito está implícita la suposición que el semipeso de 110,000 N de un camión de diseño se distribuye en una distancia longitudinal de 7,600 mm, y que al final del puente hay una viga transversal u otro componente adecuado soportando la barrera y que está diseñado para el semipeso del camión. Este requisito no se puede aplicar si la barrera no es estructuralmente continua.

Cargas peatonales

Se debe aplicar una carga peatonal de 3.6 x 10-3 MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de 4.1 x 10-3 MPa. Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

Incrementos por carga dinámica

A menos que los Artículos 7.4.3.13 y 7.4.3.14 permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán incrementar aplicando los porcentajes indicados en el párrafo siguiente, que corresponden a incremento por carga dinámica (IM), tal como lo define la AASHTO LRFD

en su sección 3.6.2.1. El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: (1 + IM/100).

El incremento por carga dinámica no se aplicará a cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño y corresponderá al 75% de IM para juntas de losas en todos los estados límite. Para todos los demás componentes será del 15% en el estado límite de fatiga y fractura y de 33% para todos los demás estados limite.

No es necesario aplicar el incremento por carga dinámica en los siguientes casos:

- Muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura, y
- Componentes de las fundaciones que están completamente por debajo del nivel del terreno.

De acuerdo a la sección 3.6.2.2 de AASHTO LRFD, el incremento por carga dinámica para componentes enterrados, tal como el caso de alcantarillas y otras estructuras, en porcentaje, se deberá tomar como:

$$IM = 33\,(1.0 - 4.1 * 10 - 4\,DE) >= 0\% \qquad (7.3)$$

Donde D_E = profundidad mínima de la cubierta de tierra sobre la estructura (mm).

En el caso de componentes de madera no es necesario aplicar el incremento por carga dinámica, ya que las estructuras de madera experimentan efectos dinámicos reducidos debido a la fricción interna entre los componentes y a sus características de amortiguación. Además, la madera es más resistente a cargas de corta duración que a cargas de larga duración. Este aumento de resistencia es mayor que el aumento de los esfuerzos que resulta de aplicar el incremento por carga dinámica.

Fuerzas centrífugas

Las fuerzas centrífugas se deberán tomar como el producto entre los pesos por eje del camión de diseño y el siguiente factor C:

$$C = \frac{4v^2}{3gR} \qquad (7.4)$$

Donde:

v = velocidad de diseño de la carretera (m/s)

g = aceleración de la gravedad: 9.807 (m/s^2)

R = radio de curvatura del carril de circulación (m)

Se deberán aplicar los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 7.4.3.2.

Las fuerzas centrífugas se deberán aplicar horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada. Al calcular la fuerza centrífuga se desprecia la carga del carril, ya que se supone que a alta velocidad la separación de los vehículos es grande, y por lo tanto la densidad de vehículos detrás y/o delante del camión de diseño es baja.

Fuerzas de frenado

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño, o
- 5% del camión de diseño más carga del carril.

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados de acuerdo con el Artículo 7.4.3.1 y que transportan tráfico en la misma dirección.

Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1,800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar esfuerzos extremos. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección. Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados en presencia de múltiples sobrecargas.

Presencia de múltiples sobrecargas

De conformidad lo establecido en la sección 3.6.1.1.2 de AASHTO LRFD, los requisitos de este apartado no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Si en lugar de emplear la ley de momentos y el método estático se utilizan los factores de distribución aproximados para carril único.

A menos que el criterio del diseñador especifique lo contrario, la solicitud extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicado por el factor de presencia múltiple correspondiente, para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. En ausencia de datos específicos se deberán considerar los valores de la Tabla 7.2.

A efecto de determinar el número de carriles cuando la condición de carga incluye las cargas peatonales combinadas con uno o más carriles con la sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

Tabla 7.2 Factor de Presencia Múltiple (m).

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 3, sección 3.6.1.1.2-1, 2020.

Si un elemento soporta una acera y un carril de sobrecarga vehicular, el elemento se debería investigar para la sobrecarga vehicular solamente con m = 1.20 y para las cargas peatonales combinadas con la sobrecarga vehicular con m = 1.0. Si un elemento soporta una acera y dos carriles de sobrecarga vehicular, el elemento se debería investigar para las siguientes condiciones:

- Un carril de sobrecarga vehicular, m = 1.20;
- El mayor valor entre los carriles más significativos de sobrecarga vehicular y las cargas peatonales o dos carriles de sobrecarga vehicular, aplicando m = 1.0 al caso determinante; y
- Dos carriles de sobrecarga vehicular más las cargas peatonales, m = 0.85.

El factor de presencia múltiple m = 1.20 para un único carril no se aplica a las cargas peatonales. Por lo tanto, el caso de las cargas peatonales sin la sobrecarga vehicular es un subconjunto del segundo ítem de la lista anterior.

7.4.4 Acciones climáticas: viento

Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, V_B, de 160 km/h, y que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de piso y las barandas, vistas en elevación y perpendiculares a la dirección de viento supuesta. Esta dirección se deberá variar para determinar los esfuerzos extremos en la estructura o en sus componentes.

Para puentes o elementos de puentes a más de 10,000 mm sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño, V_{DZ}, se deberá ajustar de la siguiente manera:

$$V_{DZ} = 2.5V_0\left(\frac{V_{10}}{V_B}\right)ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \tag{7.3}$$

Donde:

- V_{DZ} = velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z (km/h).
- V_{10} = velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (km/h).
- V_B = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10,000 mm.
- Z = altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, > 10,000 mm.
- V_0 = velocidad friccional para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h), sus valores son, respectivamente, 13.2, 17.6 y 19.3, en terreno abierto, área suburbana y urbana.
- Z_0 = longitud de fricción del campo de viento aguas arriba (mm), que es una característica meteorológica del viento. Sus valores son 70, 1,000 y 2,500, en terreno abierto, área suburbana y área urbana, respectivamente.

El valor de V_{10} se puede establecer a partir de:

- Cartas de velocidad básica del viento de acuerdo a los registros de cada país para diferentes períodos de recurrencia,
- Relevamientos de los vientos en el sitio de emplazamiento, y
- En ausencia de un criterio más adecuado, la hipótesis de que V_{10} = V_B = 160 km/h.

Las definiciones de terreno abierto, área suburbana y área urbana se utilizan de la siguiente manera:

- Terreno abierto con obstrucciones dispersas de altura generalmente menor que 10,000 mm. Esta categoría incluye los terrenos llanos abiertos y las praderas.
- Área suburbana de zonas boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones poco separadas del tamaño de una vivienda unifamiliar o mayores. El uso de esta categoría se limitará a aquellas áreas en las cuales la característica representativa predomina en una distancia de al menos 500,000 mm en la dirección contra el viento.
- Área urbana en centro de grandes ciudades donde al menos 50 por ciento de las construcciones tienen una altura superior a 21,000 mm. El uso de esta categoría se limitará a aquellas áreas en las cuales la característica representativa predomina en una distancia de al menos 800.000 mm en la dirección contra el viento. Se deberán tomar en cuenta los posibles efectos túnel de las presiones de viento incrementadas que se podrían originar si el puente o la estructura están ubicados próximos a estructuras adyacentes.

Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en MPa, se puede determinar de la siguiente manera:

$$P_D = P_B\left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 = P_B\frac{V_{DZ}^2}{25600} \tag{7.4}$$

Donde PB = presión básica del viento especificada en la Tabla 7.3 (MPa).

Tabla 7.3 Presiones básicas (PB), con VB=160km/h.

Componentes de la superestructura	Carga a barlovento, MPa	Carga a sotavento, MPa
Reticulados, columnas y arcos	0.0024	0.0012
Vigas	0.0024	NA
Grandes superficies planas	0.0019	NA

Fuente AASHTO LRFD, capítulo 3. 2020.

La carga de viento total no debe ser menor que 4.4 N/mm en el plano de un cordón a barlovento ni 2.2 N/mm en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 4.4 N/mm en componentes de vigas o vigas cajón.

Para las cargas de las superestructuras, si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, PB, para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en la Tabla 7.4, y se deberá aplicar a una única ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la magnitud para el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente.

Tabla 7.4 Presiones básicas de viento (PB) para diferentes ángulos. VB =160 km/h.

Angulo de oblicuidad del viento	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
	Carga Lateral	Carga Longitudinal	Carga Lateral	Carga Longitudinal
Grados	MPa	MPa	MPa	MPa
0	0.0036	0.0000	0.0024	0.0000
15	0.0034	0.0006	0.0021	0.0003
30	0.0031	0.0013	0.0020	0.0006
45	0.0023	0.0020	0.0016	0.0008
60	0.0011	0.0024	0.0008	0.0009

(Fuente AASHTO LRFD, capítulo 3, sección 3.8.1.2.3a-1, 2020.

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular con base en una presión básica del viento supuesta de 0.0019 MPa. Para direcciones del viento oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones posterior y frontal de la subestructura. La componente perpendicular a la elevación posterior deberá actuar sobre el área de subestructura expuesta tal como se la ve en la elevación posterior, mientras que la componente perpendicular a la elevación frontal deberá actuar sobre las áreas expuestas y se aplica simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

Se deberá considerar una presión de viento vertical ascendente de 9.6×10^{-4} MPa por el ancho de la losa, incluyendo las barandas y aceras, como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza se aplica sólo para los estados límites que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho de la losa a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales.

7.4.5 Acciones climáticas: temperatura

Dado que en nuestra región no se tienen cambios drásticos de temperatura entre estaciones, no es conveniente incluir este tipo de cargas para puentes convencionales que en su mayoría se hacen en la región, más allá del cálculo de las juntas y apoyos elastoméricos. Para conocimiento se incluye la información debida a dicha carga.

El movimiento térmico de diseño asociado con un cambio uniforme de la temperatura se puede calcular de la siguiente manera: Para puentes con losa de concreto que tienen vigas de concreto o acero se puede utilizar tanto el procedimiento A o el procedimiento B. Para todos los demás tipos de puentes se deberá utilizar el procedimiento A.

Con el procedimiento A, los rangos de temperatura serán los especificados en la Tabla 7.5. Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se deberá utilizar la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica de la construcción supuesta para el diseño.

Tabla 7.5 Rangos de temperatura para el procedimiento A.

Clima	Acero o Aluminio	Concreto	Madera
Moderado	-18 a 50 °C	-12 a 27 °C	-12 a 24 °C
Frío	-35 a 50 °C	-18 a 27 °C	-18 a 24 °C

Fuente AASHTO LRFD, capítulo 3, sección 3.12.2.1-1, 2020.

El Procedimiento A es el procedimiento histórico, tradicionalmente utilizado para el diseño de puentes. En el caso de las juntas de expansión y apoyos (excepto si son elastoméricos) se requiere una corrección para tomar en cuenta la diferencia entre la temperatura de instalación y la temperatura de instalación de diseño supuesta.

Con el procedimiento B, el rango de temperatura se definirá como la diferencia entre la máxima temperatura de diseño, TMáxDiseño, y la mínima temperatura de diseño, TMinDiseño. Para puentes de vigas de concreto y losas de concreto TMáxDiseño se deberá determinar en base a las curvas de cada región registradas, y TMinDiseño se deberá determinar en base a las curvas de temperatura.

7.4.6 Empuje del suelo

El empuje del suelo se recomienda considerar función de los siguientes factores:

- Tipo y densidad del suelo.
- Contenido de agua.
- Características de fluencia lenta del suelo.
- Grado de compactación.
- Ubicación del nivel freático.
- Interacción suelo-estructura.
- Cantidad de sobrecarga.
- Efectos sísmicos.
- Pendiente del relleno.
- Inclinación del muro.

No se recomienda utilizar limo ni arcilla de alta plasticidad como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración. En ningún caso de deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno. Los materiales a usar pueden ser tomados del propio lugar de la obra (relleno compensado) o bien de lugares lejanos a la obra (relleno a préstamo). Generalmente deberán ser calizas, con un contenido muy bajo de arcilla (entre un 5 o 10%), a fin de lograr su estabilización mediante una compactación simple, ya sea manual o mecánica. Los rellenos deberán realizarse en capas de 0.15 a 0.20 m, debidamente compactadas y con una humedad óptima para el tipo de material que se utilice y la compactación deberá ser verificada mediante pruebas Proctor. Cuando la profundidad de los rellenos sea mayor de 1.50 a 2.00 m, teniéndose que realizar el trabajo en áreas reducidas, se recomienda evaluar la construcción de una losa de concreto y evitar el relleno.

Compactación: Si se anticipa que habrá compactación mecánica a una distancia del muro igual a la mitad de su altura, se recomienda tomar en cuenta el efecto del empuje adicional que puede inducir la compactación. La altura del muro debe tomarse desde su base hasta donde la superficie de rodamiento intercepta el respaldo del muro.

Presencia de agua: Si no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se recomienda sumar al efecto del empuje del suelo. En casos en los cuales se anticipa que habrá almacenamiento de agua detrás de la estructura, el muro se deberá dimensionar para soportar la presión hidrostática del agua más el empuje del suelo. Para determinar el empuje lateral del suelo debajo del nivel freático se deberán utilizar las densidades del suelo sumergido.

Si el nivel freático difiere a ambos lados del muro, se recomiendan considerar los efectos de la filtración sobre la estabilidad del muro y el potencial de socavación. Para determinar los empujes laterales totales que actúan sobre el muro se deberán sumar las presiones del agua intersticial a las tensiones efectivas horizontales. En la Figura 7.2 se ilustra el efecto de la presión adicional provocada por el nivel freático. Se debería evitar que se desarrollen presiones hidrostáticas sobre los muros, utilizando roca triturada, tuberías de drenaje, drenes de grava, drenes perforados o drenes geo sintéticos. Las presiones del agua intersticial detrás del muro se pueden aproximar mediante procedimientos de flujo neto o mediante diversos métodos analíticos.

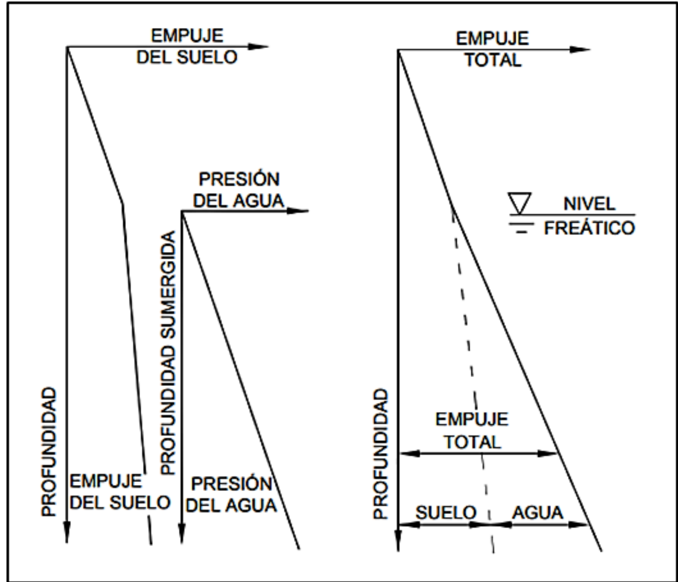


Figura 7.2 Efecto de la presión adicional por presencia de nivel freático.
Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 3, sección 3.11.3, 2020.

Efecto sísmico: Se recomiendan considerar los efectos de la inercia del muro y la probable amplificación del empuje pasivo y/o movilización de masas de suelo pasivas a consecuencia de un sismo.

Empuje lateral del suelo: Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como:

$$P = k\gamma_s Z \tag{7.5}$$

Donde:

p = empuje lateral del suelo (kN/m²).

k = coeficiente de empuje lateral tomado como ko, para muros que no se deforman ni se mueven, ka, para muros que se deforman o se mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o kp, especificado para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s = peso unitario del suelo (kN/m³).

z = profundidad del suelo debajo de la superficie (m).

g = aceleración de la gravedad (m/s²).

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a H/3 desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación (para estructuras de tierra estabilizadas mecánicamente).

Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo (Ko) se puede tomar como:

$$k_0 = 1 - sin\ sin\ (\phi'_f) \quad (7.6)$$

Donde:

ϕ'f = ángulo efectivo de fricción del suelo.

ko = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo.

Para los suelos sobre consolidados se puede asumir que el coeficiente de empuje lateral en reposo varía en función de la relación de sobre consolidación o historial de esfuerzos, y se puede tomar como:

$$k_0 = (1 - sin\ sin\ \phi'_f\ \ (OCR)^{sinsin\ \phi'_f} \quad (7.7)$$

Donde:

OCR = relación de sobre consolidación

φ 'f = ángulo efectivo de fricción del suelo

No se recomienda utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen

presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración. En ningún caso se recomienda utilizar arcilla altamente plástica como relleno. La tabla 7.6 muestra el ángulo de fricción interna entre diferentes materiales.

El coeficiente de empuje lateral activo (Ka) se puede tomar como:

$$k_a = \frac{(\theta + \phi_f')}{\Gamma[\theta \ \ sin\, sin\, (\theta - \delta)\,]} \quad (7.8)$$

Donde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{sin\, sin\, (\phi_f' + \delta)\, sin\, sin\, (\phi_f' - \beta)}{sin\, sin\, (\theta - \delta)\ \ sin\, sin\, (\theta + \beta)}}\right]^2 \quad (7.9)$$

Y, además:

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro (º)

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal (º).

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal (º).

ϕ'f = ángulo efectivo de fricción interna (º).

En la Tabla 7.6 se muestra la aplicación de la teoría de Coulomb y de la teoría de Rankine, respectivamente. Adicionalmente, el empuje activo se puede calcular utilizando un método de tanteo basado en la teoría de la cuña usando el método de Culmann (ver Terzaghi et al. 1996).

Tabla 7.6 Ángulo de fricción interna de diferentes materiales.

Materiales en interface	Angulo de fricción, δ (º)	Coeficiente de fricción, tan δ
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia.	35	0.70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa.	29 a 31	0.55 a 0.60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grave limosa o arcillosa.	24 a 29	0.45 a 0.55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media.	19 a 24	0.34 a 0.45

• Limo fino arenoso, limo no plástico.	17 a 19	0.31 a 0.34
• Arcilla residual o pre consolidada muy rígida y dura.	22 a 26	0.40 a 0.49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa.	17 a 19	0.31 a 0.34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas.	22	0.40
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño.	17	0.31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0.25
• Limo fino arenoso, limo no plástico.	11	0.19
Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas.	22 a 26	0.40 a 0.49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño.	17 a 22	0.31 a 0.40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	17	0.31
• Limo fino arenoso, limo no plástico.	14	0.25
Diferentes materiales estructurales:		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:	35	0.70
○ roca blanda tratada sobre roca blanda tratada.	33	0.65
○ roca dura tratada sobre roca blanda tratada.	29	0.55
○ roca dura tratada sobre roca dura tratada.	26	0.49
• Mampostería sobre madera en dirección transversal al grano.	17	0.31
• Acero sobre acero en trabado de tablestacas.		

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 3, sección 3.11.5.3, 2020.

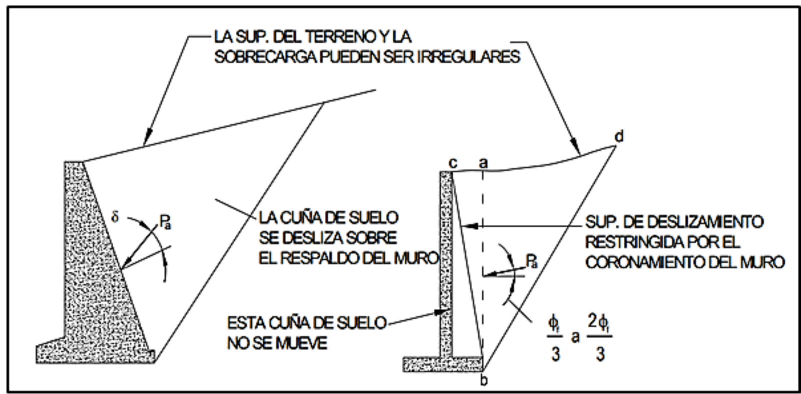


Figura 7.3 Aplicación de la teoría de Coulomb.
Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 3, sección 3.11.5, 2020.

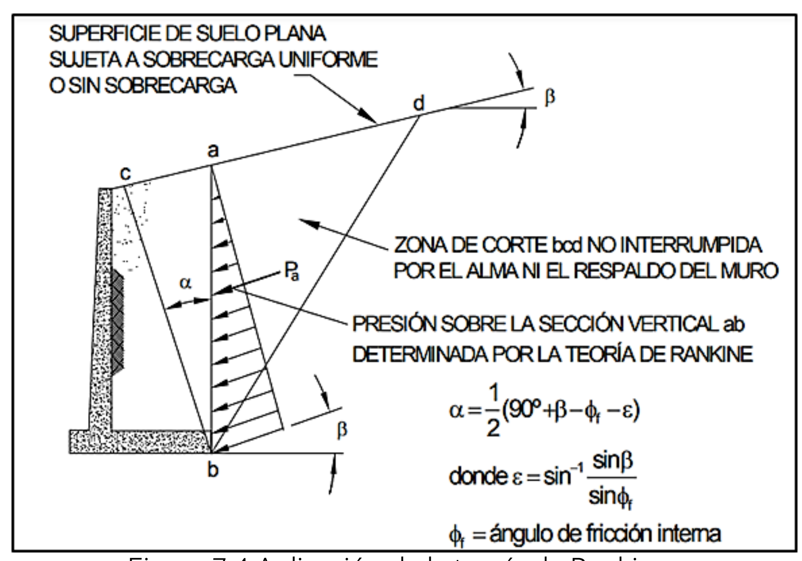


Figura 7.4 Aplicación de la teoría de Rankine.
Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 3, sección 3.11.5, 2020.

7.4.7 Acciones sísmicas

Las cargas sísmicas se deberán tomar como efectos horizontales en base al coeficiente de respuesta elástica, Csm, y al peso equivalente de la superestructura, y se deberán ajustar aplicando el factor de modificación de la respuesta, R.

Los requisitos aquí especificados se recomiendan aplicar para puentes con superestructuras de losas convencionales, vigas de alma llena, vigas cajón y reticuladas cuyas longitudes no sean mayores que 150.000 mm. Para otros tipos de construcción y puentes de más de 150,000 mm de longitud el propietario deberá especificar y/o aprobar requisitos adecuados. A menos que el propietario especifique lo contrario, no será necesario aplicar estos requisitos en el caso de las estructuras totalmente enterradas.

No es necesario considerar los efectos sísmicos en el caso de alcantarillas rectangulares y estructuras enterradas, excepto cuando éstas atraviesan fallas activas. Adicionalmente se deberá considerar el potencial de licuefacción del suelo y movimiento de los taludes.

Coeficiente de aceleración: El coeficiente que se utilizará en la aplicación de estos requisitos será de acuerdo a las zonas de cada país y la normativa de cada uno de los países de la región en lo que se refiere a sismo. Será necesario realizar un estudio detallado a cargo de un especialista para determinar coeficientes de aceleración específicos del sitio de emplazamiento y la estructura si se da alguna de las siguientes condiciones:

- El sitio de emplazamiento se encuentra próximo a una falla activa.
- En la región se anticipan sismos de larga duración.
- La importancia del puente es tal que es necesario considerar un mayor período de exposición (y por lo tanto un mayor período de recurrencia).

Categorías según importancia del puente: El Propietario o aquellos a quienes corresponda la jurisdicción deberán clasificar el puente en una de las tres categorías siguientes según su importancia:

- Puentes críticos.
- Puentes esenciales.
- Otros puentes.

Al realizar la clasificación se recomiendan considerar requisitos sociales y de supervivencia, además de requisitos de seguridad y defensa. Para clasificar un puente se deberían considerar los potenciales cambios futuros que podrían sufrir las condiciones y requisitos.

Coeficiente de respuesta sísmica elástica: Cada país tiene una normativa de sismo, el cual se puede aplicar para cada región en particular. El coeficiente de respuesta sísmica elástica, Csm, para el modo de vibración m se deberá tomar como:

$$C_{sm} = \frac{1.2\,AS}{T_m^{\frac{2}{3}}} \leq 2.5A \qquad (7.10)$$

Donde:

Tm = período de vibración del modo m (s).

A = coeficiente de aceleración especificado.

S = coeficiente de sitio especificado.

La determinación del período de vibración, Tm, se debería basar en la masa nominal, no ampliada, del componente o estructura.

Factores de modificación de respuesta: Para un sistema estructural y calidad de materiales dados, el valor de la Modificación de Repuesta R, es una medida de la habilidad del sistema para soportar deformaciones inelásticas cíclicas sin llegar a un colapso. Por tanto, forma parte del denominador de la fórmula del coeficiente sísmico de diseño de

tal manera que las cargas de diseño decrezcan o sean menores para sistemas con capacidad de deformación inelásticas grande.

A modo de alternativa al uso de los factores R las uniones monolíticas entre elementos estructurales y/o estructuras, como por ejemplo las uniones columna-zapata, se pueden diseñar para transmitir las máximas esfuerzos que se pueden desarrollar por la rotulación inelástica de las columnas o los caballetes multi columna que las uniones conectan. Cada país puede tomar el factor R de acuerdo a su normativa vigente aplicable. En las Tabla 7.7 y Tabla 7.8 se muestran los valores de factor R recomendados para subestructuras y para uniones, respectivamente.

Tabla 7.7 Factores de modificación de respuesta R para Subestructuras.

Subestructura	Categoría según la importancia del puente		
	Critica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1,5	1,5	2,0
Caballetes de pilotes de concreto armado			
• Sólo pilotes verticales	1,5	2,0	3,0
• Con pilotes inclinados	1,5	1,5	2,0
Columnas individuales	1,5	2,2	3,0
Caballete de pilotes de acero o de pilotes compuestos de acero y concreto			
• Con pilotes verticales	1,5	3,5	5,0
• Con pilotes inclinados	1,5	2,0	3,0
Caballetes multi columnas	1,5	3,5	5,0

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 3, sección 3.10.7.1, 2020.

Tabla 7.8 Factores de modificación de respuesta R para Uniones.

Unión	Todas las categorías
Uniones superestructuras-estribo.	0,8
Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura.	0,8
Uniones entre columnas, pilares o caballetes de pilotes y vigas cabeceras o la superestructura.	1,0
Uniones entre columnas o pilares y las fundaciones.	1,0

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 3, sección 3.10.7.1, 2020.

7.4.8 Acciones durante la construcción

El diseñador considerará todas las cargas debidas a pesos de materiales y equipos requeridos durante la construcción, así como las cargas de peso propio u otras de carácter permanente que se apliquen en cada etapa del proceso constructivo. Deberá preverse la ubicación de todas las cargas permanentes o temporales en cada etapa, dejando margen para posibles imprecisiones o errores.

Deberá considerarse la posibilidad que, durante el proceso constructivo o como resultado de una posterior modificación, la carga muerta sea retirada parcialmente, pudiendo reducirse un posible efecto favorable.

Cuando las condiciones de diseño lo requieran, el expediente técnico deberá indicar claramente la secuencia constructiva.

7.5 Componentes del puente

7.5.1 Superestructura

Para definir el tipo de superestructura adecuada se debe considerar los siguientes aspectos: longitud del puente, necesidad de soportes intermedios, facilidad constructiva, entre otros. En la Figura 7.5 se muestran los principales tipos de superestructuras, que suelen ser los más frecuentemente utilizados en puentes vehiculares:

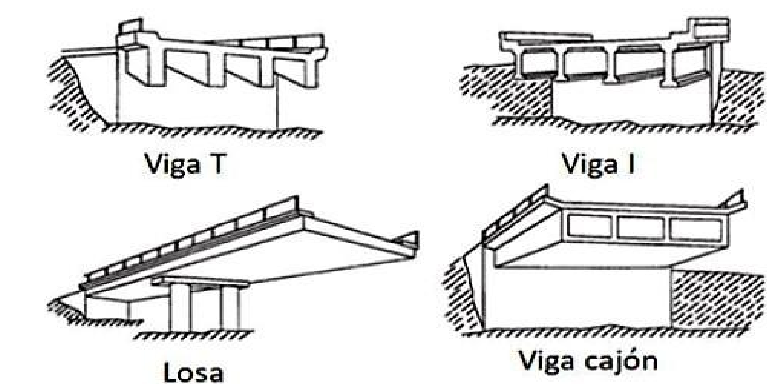


Figura 7.5 Tipos de superestructuras comunes en puentes vehiculares.
Fuente: Barker & Puckett, 2013.

Otros tipos de superestructuras de puentes son: vigas doble T, canaleta, arco, cercha y superestructura suspendida, que incluyen los puentes colgantes y atirantados.

Los principales componentes de la superestructura son aquellos elementos resistentes como vigas y losas, en los cuales los esfuerzos de flexión controlan en la mayoría de los casos la selección de las dimensiones adoptadas, no obstante, el proceso de diseño y análisis empieza por satisfacer las demandas de esfuerzos a flexión, luego capacidad al corte, torsión, deformaciones, desarrollo de la adherencia del refuerzo, agrietamiento, fatiga y vibraciones, como principales elementos de análisis. Debido a la complejidad de esto, todo lo relacionado al diseño de losas y vigas se detalla en el capítulo 8 de este Manual.

Adicionalmente, la superestructura está formada por otros elementos estructurales, menos relevantes en términos de la seguridad estructural pero fundamentales para un adecuado desempeño del puente, tales como las vigas transversales, generalmente identificadas como diafragmas, cuya función es la de proporcionar el adecuado arriostramiento a las vigas principales; las obras de impermeabilización de la superficie del puente, es decir el sistema que asegura el adecuado derenaje de la losa; y obras accesorias, entre las que se incluyen juntas de dilatación y protecciones laterales.

Vigas transversales - Diafragmas

Son elementos estructurales que se disponen en losas de puentes metálicos y mixtos interiormente en secciones cajón o transversalmente entre las vigas, y que sirven de arriostre lateral a la estructura, capaces de transmitir las fuerzas sísmicas o fuerzas de viento hacia la subestructura.

A menos que se especifique lo contrario, se deberán proveer diafragmas en los estribos, pilas y uniones articuladas para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los apoyos. Con estos se pretende asegurar que la geometría de las secciones se mantenga inalterada y que las deformaciones y tensiones producidas por la inevitable distorsión atenten contra la seguridad de la estructura. Los diafragmas podrán omitirse sólo si un detallado análisis estructural demuestra un adecuado comportamiento de la estructura.

Se pueden utilizar diafragmas intermedios entre vigas en sistemas curvos o cuando sea necesario proveer una resistencia torsional y para soportar la losa en puntos de discontinuidad o en los puntos de quiebre de las vigas.

En ciertos tipos de construcciones, los diafragmas extremos se podrán reemplazar por una viga de borde o una faja de la losa de mayor resistencia diseñada para actuar como marco vertical con los extremos de las vigas.

En los puentes curvos la necesidad de disponer diafragmas y la separación entre los mismos depende del radio de curvatura y de las proporciones de las estructuras. Se recomienda su utilización en luces mayores a 12 metros y la utilización de diafragmas intermedios en el punto de momento máximo positivo.

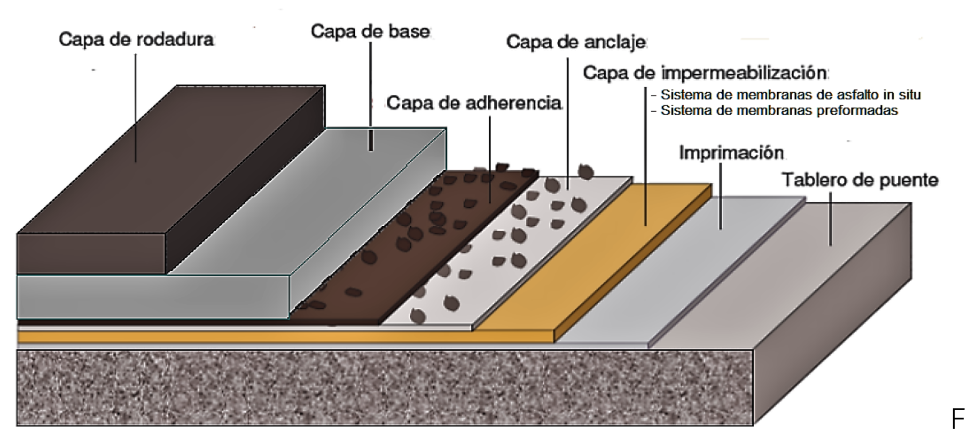
Obras de impermeabilización de la superficie del puente

Corresponden a los drenajes son los elementos que permiten evacuar las aguas lluvias que fluyen sobre la calzada y aceras del puente (Figuras 7.6 y 7.7).

- Para asegurar el adecuado funcionamiento del sistema, es necesario instalar una capa impermeable entre la losa y el pavimento para evitar la penetración de agua lluvia y de cloruro en la losa, mejorando así la durabilidad de la misma. Existen varios tipos de materiales para la impermeabilización de superficies de puentes, como la de láminas y la de revestimiento, pero debido a que su composición y las características difieren según cada caso específico, el material debe seleccionarse después de considerar el método de instalación, el procedimiento de instalación, las condiciones de instalación y la durabilidad requerida.

- Las condiciones de instalación de la capa impermeable afectan la estanqueidad después de las obras, por lo tanto, se debe evitar la lluvia, vientos fuertes, y una temperatura superior a 5°c en el momento de la instalación. La capa impermeable debe instalarse después que la superficie de la losa del piso esté lo suficientemente seca (con un contenido de humedad de hasta el 10%), se limpie la base y se verifique completamente la ausencia de irregularidades. En particular, hay que verificar cuidadosamente alrededor de la caja de captación ya que puede haber polvo y humedad cerca del drenaje. Normalmente, el pavimento se coloca una semana después de la instalación del sistema de impermeabilización.
- La capa impermeable se instalará en toda la superficie del pavimento tanto para la calzada como para la acera, y se levantará en la barrera (wheel guard) y extremo de la losa en la dirección del eje del puente. Del mismo modo, para una losa de acero se instalará la capa impermeable en toda la superficie del pavimento. El agua acumulada en la capa impermeable provocará el deterioro del pavimento y la losa, por lo que debe drenar rápidamente colocando agujeros de drenaje y las tuberías de drenaje hacia la caja de captación. Las instalaciones de drenaje en los extremos de los puentes se recomiendan considerar como parte integral del diseño de transición de las protecciones laterales. El aspecto principal del diseño es una serie continua de aberturas en el borde a lo largo del puente, con los cuales se logra drenar la mayor parte del agua antes que pueda penetrar en la superficie de la carpeta de la losa, mientras que una segunda serie de aberturas debajo de la superficie de la carretera evita incrementos de tensión a causa del agua absorbida.

De conformidad a AASHTO LRFD sobre las especificaciones para la construcción de puentes, en el numeral 21 se indica que los impermeabilizantes a utilizar pueden ser sistemas de membrana asfáltica fabricadas en el sitio y sistemas de membranas prefabricadas. El proyecto GENSAI menciona que en el caso de Japón existen sistemas tipo láminas recubiertas, lo cual es en beneficio de la trabajabilidad.



F

Figura 7.6 Composición del pavimento.
Fuente: Adaptado AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, capítulo 21, 2012.

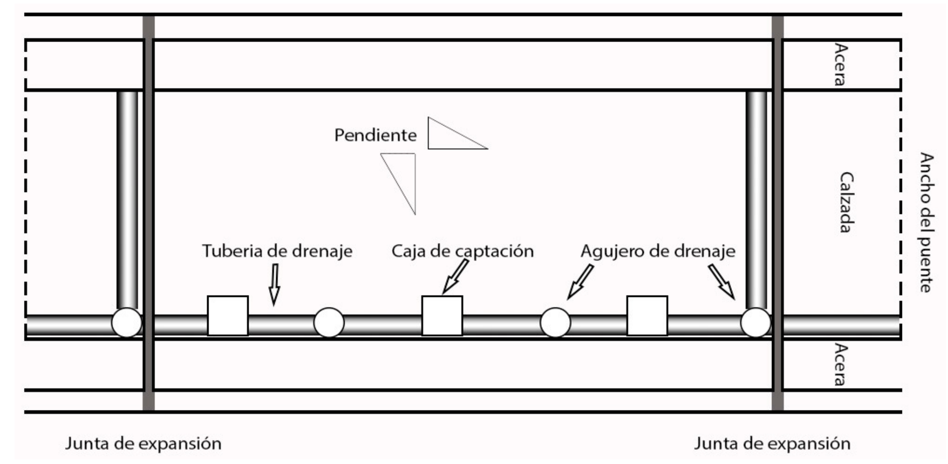


Figura 7.7 Ejemplo de instalación de agujero en la losa.
Fuente: Cortesía de Proyecto GENSAI, Especificación de puentes – 2017, de la Asociación de Carreteras de Japón.

Obras Accesorias

Juntas de dilatación o Juntas de Expansión: Ante los cambios de longitud por variaciones de temperatura y desplazamientos, la superestructura requiere la colocación de juntas de dilatación que permitan su movilidad, por lo que representan dispositivos que interrumpen de forma que permiten unos movimientos relativos entre las dos partes de la estructura que separan. Estas juntas habitualmente consideran protecciones en los bordes y sellos elastoméricos que impiden la filtración del agua y suciedad hacia las zonas de apoyo.

Su función principal es absorber y atenuar los movimientos inevitables que se producirán a lo largo de toda su vida útil, los que pueden ser causados por:

- Movimientos intrínsecos de la estructura: los producidos por las fuerzas térmicas debidas a las variaciones de temperatura, la retracción del concreto, el flujo plástico (fluencia), y los acortamientos debidos al pretensado.
- Acción de las cargas ocasionadas por viento, sismo, cargas de tráfico, fuerzas de frenado y fuerzas centrífugas en puentes de trazado curvo y cargas de impacto.
- Asientos del terreno de cimentación y de los terraplene de accesos y empujes del terreno.

Adicionalmente, deben proporcionar una buena calidad de rodadura a los vehículos, ser silenciosas y de sencillo montaje en caso de sustitución.

Protecciones laterales: A nivel regional los diseñadores consideran el uso de las especificaciones de diseño AASHTO para la selección y diseño de barandas para puentes en los distintos tipos de rutas. Estas protecciones laterales se colocan a lo largo de los bordes de la superestructura con el objetivo de principal de contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan el puente. En todos los casos, se debe asegurar que las barandas para tráficos vehiculares, peatonales o

ciclistas y combinados, son estructural y geométricamente resistentes al choque, para lo que se recomienda tomar en cuenta los siguientes factores:

- Protección de los ocupantes de un vehículo que impacta contra la barrera.
- Protección de otros vehículos próximos al lugar de impacto.
- Protección de las personas y propiedades que se encuentran en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura.
- Posibles mejoras futuras de las barandas.
- Relación costo/beneficio de las barandas.
- Visibilidad de los vehículos circulantes.

En las autovías urbanas de alta velocidad en las cuales se provee una acera peatonal, el área para circulación peatonal deberá estar separada de la calzada adyacente por medio de una baranda de tráfico vehicular o una baranda combinada.

A continuación, se indica cuándo deberán usarse los diferentes tipos de barandas:

- Se deberá utilizar una baranda para tráfico vehicular cuando el puente será utilizado exclusivamente por tráfico vehicular;
- Solamente se deberá utilizar baranda combinada con cordón y acera sobre elevados en las carreteras de baja velocidad;
- En carreteras de alta velocidad, la vía peatonal o ciclo vía deberá tener tanto una baranda para peatones o ciclistas en su parte externa como una baranda combinada en su parte interna;
- Se deberá considerar el uso de puentes peatonales independientes del puente vehicular si la cantidad de tráfico peatonal o algún otro factor de riesgo así lo indican.

Las caras internas de las barandas combinadas que separan las aceras de las calzadas adyacentes funcionarán como barandas para peatones o ciclistas. Cuando la altura de estas barandas por encima de la superficie de la acera es menor que la altura mínima requerida para las barandas para peatones o ciclistas, según corresponda, el diseñador podrá agregar elementos adicionales, tales como rieles metálicos en la parte superior de la baranda combinada. En la Figura 7.8 se muestran los requerimientos para vías de baja y alta velocidad.

En el caso de zonas de aproximación al puente, se deberá proveer un sistema de guardarrieles al inicio de todas barandas de puentes en áreas rurales con tráficos de alta velocidad. De igual forma, deberán incluir una transición del guardarriel a la baranda rígida del puente que sea capaz de proveerle resistencia lateral a un vehículo desviado. En áreas urbanas o cuando las calles urbanas y/o aceras no permiten utilizar transiciones o extremos resistentes al choque se deberían considerar las siguientes medidas:

- Prolongar la baranda del puente o el guardarriel de manera que no sea posible que un vehículo pueda invadir cualquier sistema vehicular ubicado debajo del puente,
- Utilizar un cordón-barrera,
- Limitar la velocidad,

- Señalizar las intersecciones, y
- Proveer áreas de recuperación.

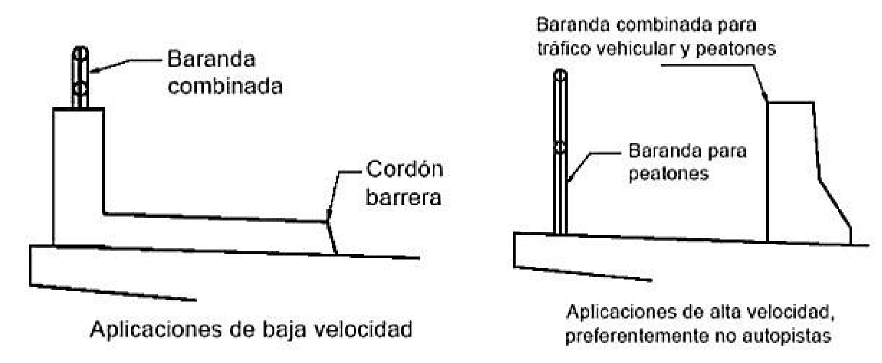


Figura 7.8 Tipos de barandas según velocidad de la vía.
Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 13, sección 13.4.1, 2020.

En zonas rurales con tráfico de alta velocidad (hasta 45 MPH según AASHTO), el extremo de una baranda por el cual se aproxima el tráfico, deberá tener una configuración resistente al choque, o al menos, deberá estar protegido mediante una barrera para tráfico vehicular resistente al choque. Si la baranda de aproximación al puente está conectada a un sistema de barandas de la carretera, ésta podrá ser continua con el sistema de aproximación al puente y solamente será necesario utilizar una transición de un sistema flexible a un sistema rígido.

Será responsabilidad del diseñador definir el nivel de resistencia al choque de las barandas en función del tipo y uso del puente, para lo cual también deberá tomar en cuenta si existen condiciones desfavorables en el sitio de emplazamiento, tales como radio de curvatura reducido, la presencia de pendientes descendentes pronunciadas combinadas con una curva horizontal y las condiciones meteorológicas adversas, y en ausencia de criterios particulares, deberá respetar los requerimientos establecidos en MASH NCHRP Report 350, en su versión más reciente

Un adecuado diseño debe considerar que el sistema de barandas y su conexión sólo podrán ser aprobados una vez que se demuestren su capacidad de resistir el choque y que se haya determinado que son satisfactorios para el nivel de uso deseado. Por tanto, a menos que un procedimiento de ensayo demuestre que se puede utilizar un espesor menor, se recomienda utilizar un espesor de al menos 300 mm para sistemas de postes montados lateralmente, y 200 mm para voladizo de concreto que soportan un sistema de postes. De igual forma, la altura mínima debe ser 685 mm para carreteras principales en las cuales la presencia de vehículos pesados es muy reducida y 810 mm en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras internacionales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados, de conformidad a los criterios MASH NCHRP Report 350.

7.5.2 Subestructura

Los principales componentes de la subestructura son: apoyos, estribos, muros, pilas y obras de protección, no obstante, es importante destacar que no todos los puentes necesitan pilas. El proyecto GENSAI propone una metodología de selección del tipo de estribo en base a la altura.

Tabla 7.9 Directriz para seleccionar tipo de estribo.

Tipo de estribo		Altura (m): 10 – 20 – 30	Referencia
Estribo de gravedad		3 – 5	
Estribo de T invertido		5 – 15	
Estribo de contrafuerte		12 – 15	
Marco rígido (Pórtico)		15	
Tipo de cajón		12	
Tipo de relleno	h	5 – 7	
	H	10	

Fuente: Cortesía del Proyecto GENSAI, Especificación para puentes – 2017, de la Asociación de Carreteras de Japón.

7.5.2.1 Estribos o bastiones

Son los elementos de la subestructura ubicados en los extremos del puente y su principal función es soportar las cargas provenientes de los apoyos y transferirlas hacia el suelo y de igual forma también se utilizan para contener el relleno de aproximación.

Los estribos son básicamente pilares o muros frontales con muros en los extremos, los cuales contienen el relleno del acceso y deben tener la longitud adecuada para evitar la erosión. Deben protegerse contra el volteo, deslizamiento, desplazamientos laterales, fracturas del subsuelo y la descarga de los pilotes cuando estos existan. Los puentes de claro medio y de claro largo están sujetos a movimientos importantes de rotación y longitudinales en los extremos, por lo que las subestructuras deben diseñarse como

estructuras independientes que proporcionen elementos que sirvan de base para recibir los apoyos del puente.

Se componen de varios elementos y pueden ser de diferentes tipos según la función requerida y las condiciones particulares del terreno, pero de forma general pueden clasificarse de la siguiente manera:

- Muros de gravedad: utilizan su propio peso para resistir la presión actuante en forma vertical y el empuje del suelo, por lo que suelen ser estructuras bastante masivas.
- Voladizo: se componen de un muro de contención unido rígidamente a la cimentación, por lo que actúa como una viga en voladizo. Utiliza su propio peso y el peso de la cimentación para resistir las presiones laterales. En la Figura 7.9 se muestra la sección transversal de un muro de gravedad y uno en voladizo.

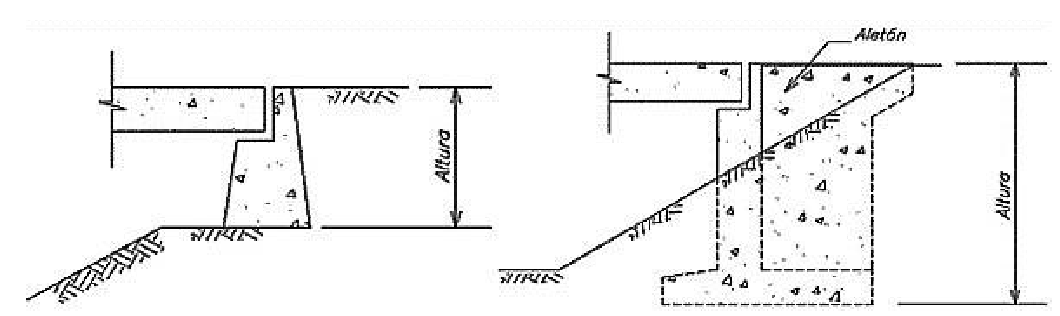


Figura 7.9 Muro de gravedad (izquierda) y muro en voladizo (derecha).
Fuente: MOPT Costa Rica, Manual de Inspección de Puentes, 2007.

- Marco: se compone de columnas unidas por una viga cabezal y en algunos casos utilizan una pantalla para contener el terreno. La Figura 7.10 muestra un marco en vista lateral y frontal.

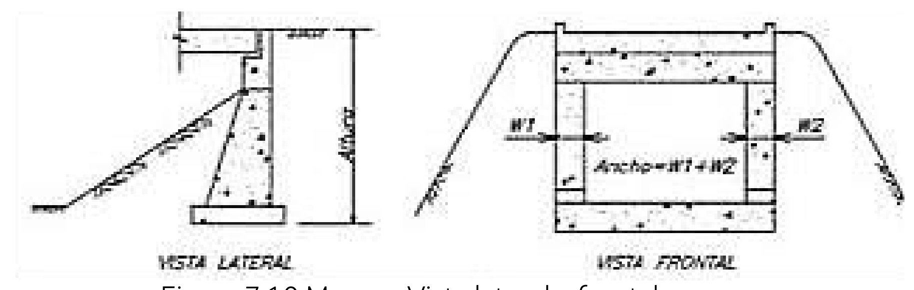


Figura 7.10 Marco - Vista lateral y frontal.
Fuente: MOPT Costa Rica, Manual de Inspección de Puentes, 2007.

- Muro con contrafuertes: es una estructura de muro unido a la cimentación, con elementos verticales perpendiculares al plano del muro llamados contrafuertes, tal como se muestra en la Figura 7.11. Generalmente se utilizan donde se requieren muros de gran altura.

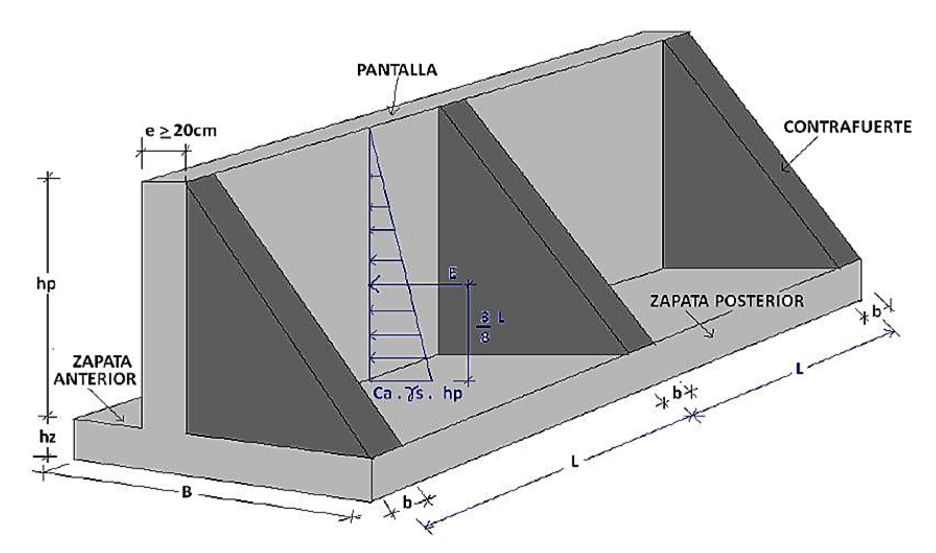


Figura 7.11 Muro con contrafuertes.
Fuente: https://www.udocz.com/read/95391/muros-con-contrafuertes, consultado: 8/julio/2021.

- Cabezal sobre pilotes: esta estructura no cuenta con un cuerpo principal y en su lugar se compone de una viga cabezal soportada directamente sobre la cimentación, que en este caso sería pilotes, tal como se muestra en la Figura 7.12.

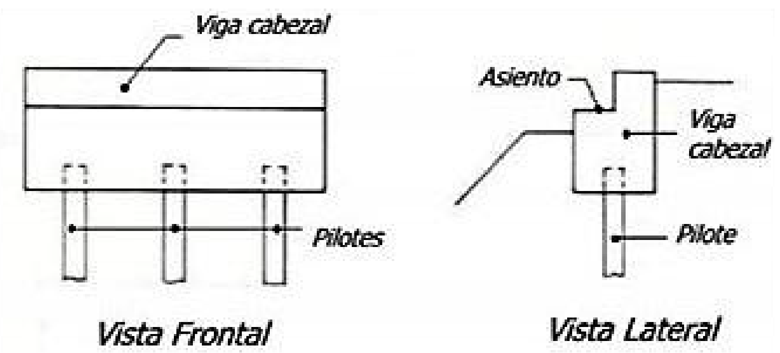


Figura 7.12 Vista lateral y frontal de cabezal.
Fuente: Anchía, R. 2018.

- Tierra armada: se compone de un muro mecánicamente estabilizado construido con capas de bloques modulares, mayoritariamente de concreto sin refuerzo y mallas de refuerzo entre cada capa de relleno que a su vez se compacta. El detalle se muestra en la Figura 7.13.

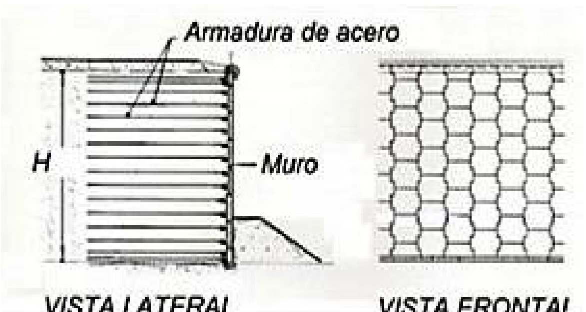


Figura 7.13 Vista lateral y frontal de muro de tierra armada.
Fuente: Anchía, R. 2018.

El proyecto GENSAI propone un método para el uso de combinaciones de cargas para el diseño de estribos, esto basado en un estado de carga normal y uno que toma en cuenta los efectos sísmicos, según sea conveniente por las características del lugar, tal y como se muestra en la Tabla 7.910. En la Figura 7.14 se muestra la forma aplicar la presión de la tierra, el cual difiere según el cálculo de estabilidad y el diseño del cuerpo.

Tabla 7.10 Combinación de cargas para el diseño de estribos.

Carga tipo/ caso de cálculo		Normal	Sísmico
Carga muerta y peso del suelo (G,W)		C	C
Superestructura	Peso muerto (Rd)	C	C
	Carga viva (Rl)	A	N
Presión de la tierra (P)		C	C
Carga viva de superestructura (q)		C	N
Peso del suelo en frente de la zapata (Dv)		C	C
Flotabilidad (U)		A	A
Fuerza sísmica		N	C

Fuente: Cortesía del Proyecto GENSAI, Especificación para puentes – 2017, de la Asociación de Carreteras de Japón.

Donde:

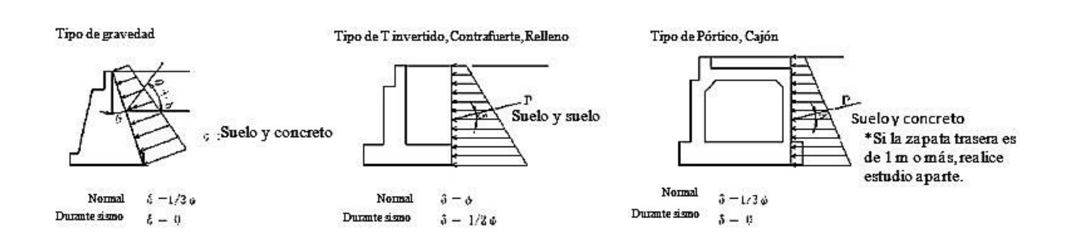
C: Considerar.

A: Considerar en algunos casos.

N: No considerar.

H: Altura hidráulica al considerar la flotabilidad.

Análisis de estabilidad



Diseño del parte cuerpo

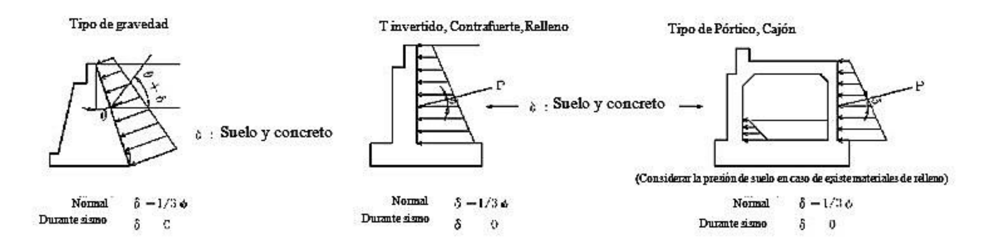


Figura 7.14 Superficie de acción de presión de suelo.
Fuente: Cortesía del Proyecto GENSAI, Especificación para puentes – 2017, de la Asociación de Carreteras de Japón.

Con respecto a la posición de los estribos en referencia a la línea del terraplén, en este caso el Proyecto GENSAI recomienda el estándar japonés donde la parte inferior trasera de estos puede estar por debajo de la elevación del terreno, como se indica en la figura 7.15. En aquellos casos que se observe una capa de roca firme y estable la base del estribo se puede colocase al nivel superior de la capa de roca.

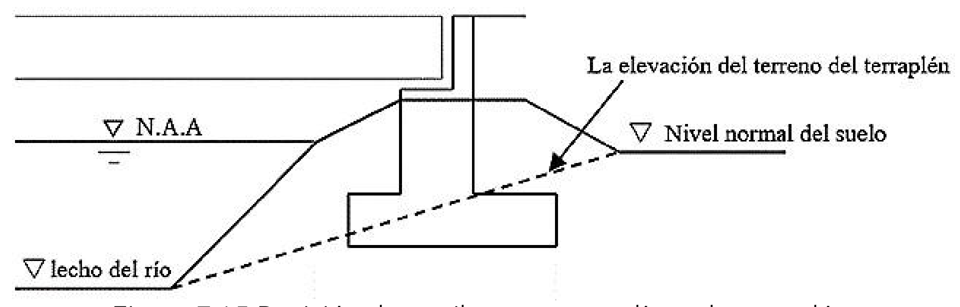


Figura 7.15 Posición de estribo respecto a línea de terraplén.
Fuente: Cortesía del Proyecto GENSAI, Especificación para puentes – 2017, de la Asociación de Carreteras de Japón.

Otro elemento recomendado, como consideración para la ubicación de los estribos, es la posición de la pared vertical, en este caso el Proyecto GENSAI recomienda un estándar Japonés donde la posición de la pared vertical se cambia dependiendo de la longitud del puente. Para los estribos que se construyen en los ríos, la posición inferior de estos está determinada por el terreno del terraplén y este determina la ubicación de la pared vertical de los estribos. Estos valores son útiles en la etapa de planificación de la ubicación de las obras en ríos (Figura 7.16).

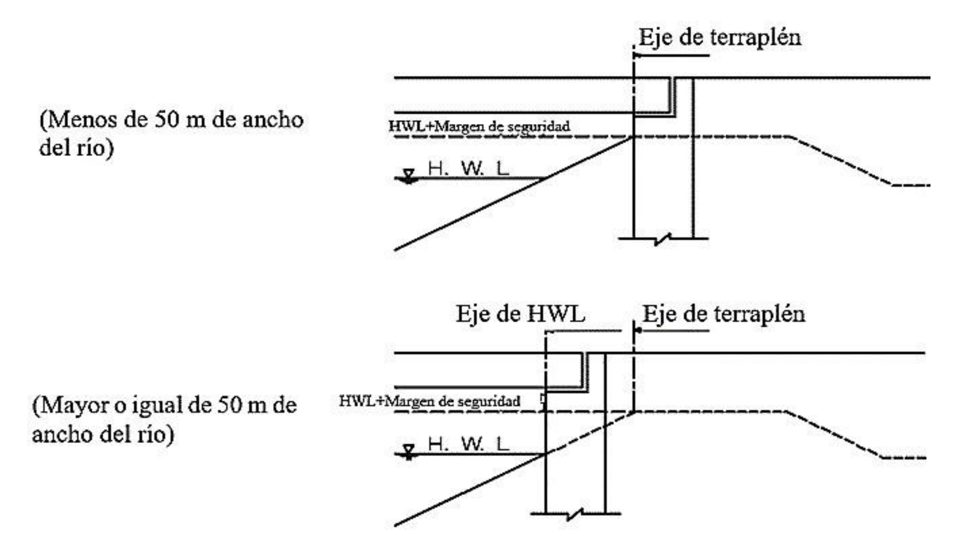


Figura 7.16 Posición de pared vertical de estribo respecto a longitud del puente.
Fuente: Cortesía del Proyecto GENSAI, Especificación para puentes – 2017, de la Asociación de Carreteras de Japón.

7.5.2.2 Pilas

Son elementos que sirven de apoyo intermedio para la superestructura y aunque no todos los puentes las necesitan, cumplen la misma función que los estribos, exceptuando la de contención del relleno de aproximación.

Los tipos de pilas más utilizadas en el apoyo de la superestructura de los puentes son:

- Las pilas tipo caballete: consisten en dos o más columnas de secciones transversales macizas separadas transversalmente. Se diseñan considerando acción de pórtico para las fuerzas que actúan respecto del eje resistente. En general estas pilas están empotradas en la base y no son integrales ni con la superestructura ni con un cabezal en la parte superior. Las columnas pueden estar soportadas por una zapata ensanchada o una zapata sobre pilotes; también pueden ser prolongaciones de los pilotes por encima del nivel del terreno.
- Las pilas de eje simple: son de sección rectangular o circular sobre zapatas de superficie, pueden usarse para transportar vigas de caja, con diafragmas construidos que actúen como vigas transversales.
- Las pilas tipo muro macizo: las pilas tipo muro macizo se diseñan como si se tratara de columnas para las fuerzas y momentos que actúan respecto del eje débil y como si se tratara de pilares para las fuerzas y presiones que actúan respecto del eje

resistente. Estas pilas pueden tener su extremo superior articulado, empotrado o libre, pero habitualmente están empotradas en la base. Sin embargo, muchas veces las pilas cortas y robustas se articulan en la base para eliminar los elevados momentos que se desarrollarían por causa del empotramiento.

- Las pilas de una sola columna: también conocidas como pilas "T" o pilas "tipo martillo", generalmente son soportadas en su base por una zapata ensanchada, una zapata sobre pilotes perforados o una zapata sobre pilotes hincados, y puede ser integral con la superestructura o bien proveerle a la estructura un apoyo independiente. Su sección transversal puede tener diferentes formas y la columna puede ser prismática o acampanada ya sea para formar el cabezal o para mejorar la unión con la sección transversal de la superestructura. Este tipo de pila permite evitar las complejidades de los apoyos oblicuos si se construyen de forma que sean integrales con la superestructura, y su apariencia reduce la masividad que muchas veces presentan otros tipos de estructuras.

Para el caso de pila, el proyecto GENSAI recomienda el siguiente método para combinaciones de carga a utilizar en el diseño de pilas (Tabla 7.111).

Tabla 7.11 Combinación de carga para diseño de pilas.

Cargar tipo / caso de cálculo		Normal	Sísmico	Viento
Carga muerta y peso del suelo (G,W)		C	C	C
Superestructura	Peso muerto (Rd)	C	C	C
	Carga viva (Rl)	C	N	N
Peso del suelo en frente de la zapata (Dv)		C	C	
La temperatura		A	N	N
Presión del flujo de agua		A	N	A
Presión hidrodinámica (Pwh)		N	A	N
Flotabilidad (U)		N	A	A
Fuerza sísmica		N	C	N
Carga de viento		N	N	C

Fuente: Cortesía del Proyecto GENSAI, Especificación para puentes – 2017, de la Asociación de Carreteras de Japón.

Donde:

C: Considerar.

A: Considerar en algunos casos.

N: No Considerar.

H: Altura hidráulica al considerar la flotabilidad.

7.5.2.3 Apoyos

Los apoyos son sistemas mecánicos o sistemas con almohadillas elastoméricas cuya función es transferir las cargas de la superestructura hacia los muros y/o las pilas, así como permitir la traslación, rotación o desplazamientos debido a contracción o expansión, evitando la generación de fuerzas restrictivas perjudiciales. Los apoyos y las articulaciones para puentes pueden clasificarse en cuatro tipos:

- Apoyos fijos.
- Apoyos articulados.
- Apoyos deslizantes o de expansión.
- Juntas articuladas.

Los más utilizados a nivel de la región centroamericana son los apoyos fijos y los de expansión. Un apoyo fijo debe de estar anclado firmemente para impedir los movimientos horizontales y verticales, pero pueden permitir el giro de los extremos del miembro soportado en un plano vertical. Los apoyos de expansión pueden ser de tres tipos: de rodillos basculantes o placas deslizantes. Las placas deslizantes se permiten para puentes cuyo claro es menor o igual a 50 pies (15 m) y se permite que dicho apoyo no esté previsto de un mecanismo que tome en cuenta la rotación. Para puentes de claros medios y claros largos se usan rodillos basculantes.

En la Figura 7.17 se muestra el apoyo deslizante y en la Figura 7.18 se muestra un ejemplo de apoyo fijo.



Figura 7.17 Ejemplo de apoyo deslizante tipo rodillo. Fuente: MOPT Costa Rica, Manual de Inspección de Puentes, 2007.



Figura 7.18 Ejemplo de apoyo fijo. Fuente: MOPT Costa Rica, Manual de Inspección de Puentes, 2007.

7.5.2.4 Aletones

El muro de ala es capaz de soportar el terraplén detrás de estribo con suficiente seguridad y a la vez contribuye a realizar una adecuada conexión con la carretera. Existen tres tipos del muro de ala tal como se muestra en la Figura 7.19. Desde el punto de vista de obtención de resistencia del suelo detrás de estribo, se recomienda el uso de los tipos (b) y (c) debido a su alta resistencia a soportar los desniveles ocasionados por el derrumbe del terraplén detrás del estribo que puede ocurrir en caso de sismos, siendo además convenientes en caso que se desarrolle una ampliación de la carretera en el futuro.

Por otra parte, se recomienda seleccionar el tipo (a) en caso que el muro de ala quede embebido en el estribo, ya que en ese caso se reduce la posibilidad de aberturas a lo largo de las instalaciones de la superestructura y si el muro de ala tiene suficiente extensión en la dirección transversal del estribo, aunque se seleccione el tipo (a), será poco probable que ocurra una pérdida de capacidad portante en la zona de acceso al puente debido al aflojamiento del suelo en la parte posterior del estribo.

En planta, la longitud máxima (ℓ) del ala debe ser unos 8m, sin embargo, en el caso del tipo (a), es recomendable que no exceda de 6m. El muro de ala se diseñará como una placa que transmite al suelo las cargas vivas y que recibe el empuje del suelo, y que debe asegurar un adecuado funcionamiento incluso con una carga de hasta un metro por encima del nivel inferior del muro de ala, como se observa en la Figura 7.20.

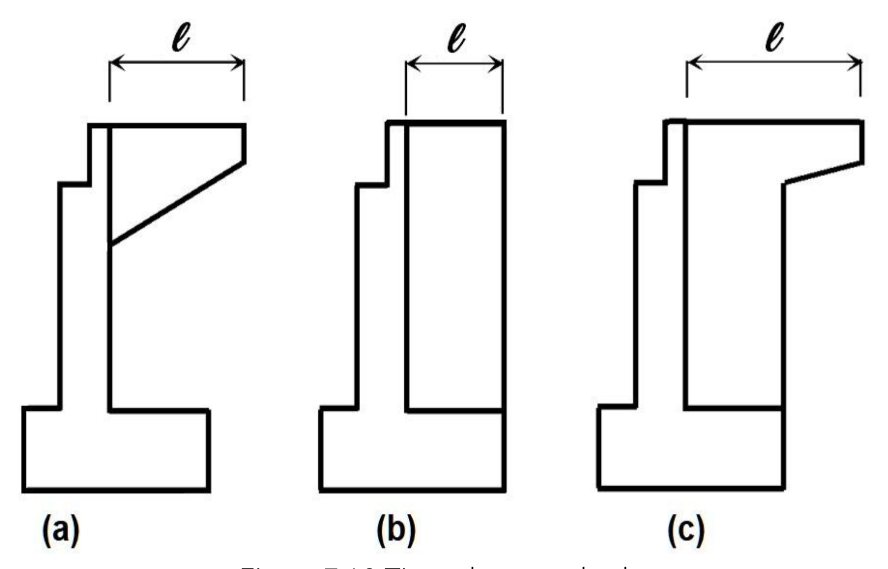


Figura 7.19 Tipos de muro de ala.
Fuente: Cortesía del Proyecto GENSAI, Especificación para puentes – 2017, de la Asociación de Carreteras de Japón.

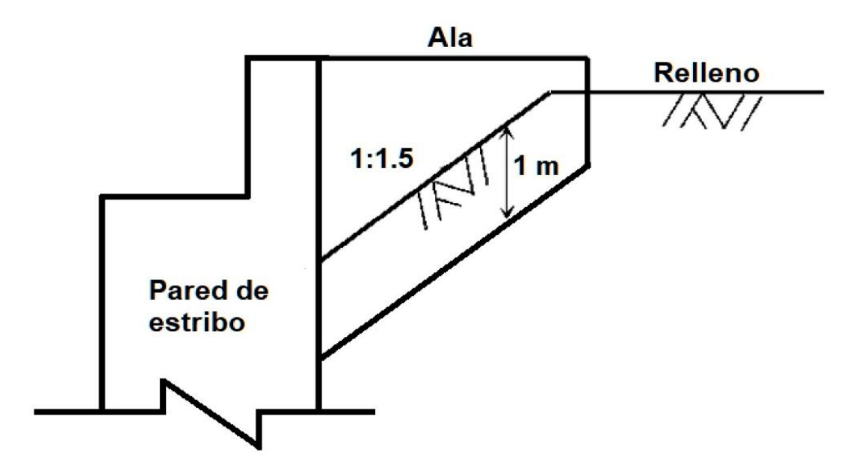


Figura 7.20 Sobrecarga en el muro de ala.
Fuente: Cortesía del Proyecto GENSAI, Especificación para puentes – 2017, de la Asociación de Carreteras de Japón.

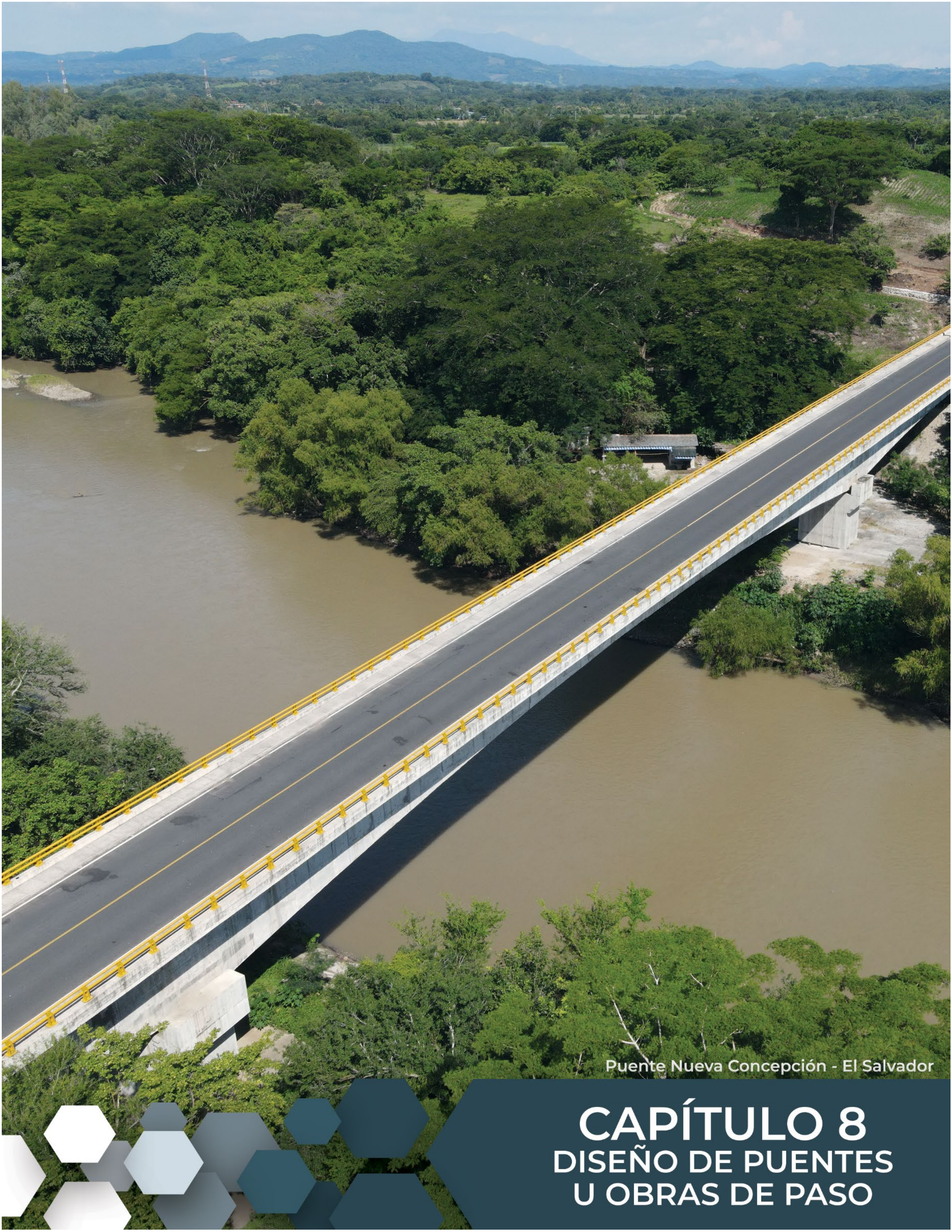
7.5.2.5 Cimentaciones

Entre los tipos de cimentaciones para puentes están las zapatas, pilotes hincados, pozos perforados o micropilotes.

Si una zapata aislada soporta una columna o pila, se recomienda asumir que la zapata actúa como un voladizo, Si una zapata soporta más de una columna o pila, la zapata se deberá diseñar para las condiciones reales de continuidad y restricción.

Para el diseño de las zapatas, a menos que el diseñador especifique el empleo de equipos especiales para asegurar la precisión del hincado de los pilotes, se deberá considerar que los pilotes hincados individualmente pueden desviarse 150 mm o un cuarto del diámetro del pilote respecto a la posición programada, y que el centro de un grupo de pilotes puede distar 75 mm de su posición programada.

La suposición que la ubicación real de los pilotes puede no coincidir con la ubicación programada, reconoce las variables constructivas que suelen encontrarse, y es consistente con las tolerancias permitidas por la AASHTO LRFD. Se puede suponer que las desviaciones serán menores si la documentación técnica exige el empleo de equipos especiales, como el caso de plantillas, para lograr un hincado de precisión.



Puente Nueva Concepción - El Salvador

CAPÍTULO 8
DISEÑO DE PUENTES U OBRAS DE PASO

8.1 Diseño de la losa

Las plataformas se definen por los materiales con los que están hechos y la forma en que esos materiales encajan entre sí, siendo éstas de concreto, concreto reforzado, compuestas por vigas metálicas y de madera, no obstante, se recomienda evitar el uso de madera para puentes debido a las preocupaciones sobre su durabilidad, a menos que considere necesario para el paisaje, como el caso de un parque natural. En caso que se deban utilizar puentes de madera, es necesario preparar un plan de control de inspección y mantenimiento para garantizar su seguridad. El presente capítulo tiene como base AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 9th (Especificaciones de Diseño de Puentes por LRFD de AASHTO 2020), de donde se han tomado las fórmulas en formato del sistema Inglés (US) y su comparativo en el sistema internacional (SI) han sido referenciadas de la versión 2014 en español. A menos que se especifique lo contrario, cuando se menciona AASHTO o AASHTO LRFD se hace referencia a AASHTO LRFD 9a edición 2020.

8.1.1 Pre-dimensionamiento

8.1.1.1 Longitud del voladizo de losa

La porción de la losa en voladizo se recomienda diseñar para las cargas de impacto sobre las barandas de conformidad con los requisitos del numeral 3.6.1.3.4 de AASHTO. Se deben investigar los efectos debidos a las cargas de colisión de vehículos en la base exterior de los postes de barandas o barreras. AASHTO en el numeral 3.6.1.3.4, limita la longitud máxima del voladizo lateral en las losas a 1.80 m o el equivalente de 6 ft (Figura 8.1) desde el centro de la viga exterior de la losa. Dentro de esta longitud deben considerarse las dimensiones de las barandas a instalar, así como también el espaciamiento para el paso peatonal a lo largo del puente. También, la dimensión mínima del voladizo va indicada a partir del diseño ante los efectos de colisión en las protecciones dedicadas a esta función en caso de contemplarse, lo cual está estipulado en el numeral 3.6.1.3.4.

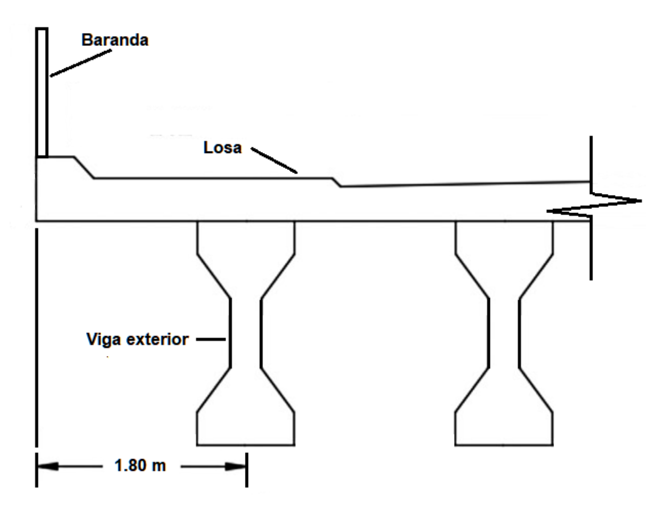


Figura 8.1 Dimensión máxima para voladizo de losa.
Fuente: Interpretado de AASHTO LRFD, capítulo 3, sección 3.6.1.3.4, 2020.

8.1.1.2 Espesor de la losa

Para controlar las deflexiones y otras deformaciones que podrían afectar adversamente la funcionalidad de la estructura, AASHTO en 2.5.2.6.3 propone criterios opcionales para las relaciones entre el claro y espesor de losa (Tabla 8.1). Si no se especifica lo contrario, los límites indicados en dicha tabla se deben aplicar a la profundidad total.

Tabla 8.1 Profundidades mínimas tradicionales para superestructuras de profundidad constante.

Tipo de losa	Profundidad mínima (US)		Profundidad mínima (SI)	
	Tramo simple	Tramo continuo	Tramo simple	Tramo continuo
Concreto reforzado*	$\frac{1.2\,(S+10)}{30}$	$\frac{S+10}{30} \geq\ 0.54\ ft$	$\frac{1.2\,(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq\ 165\ mm$
Concreto pretensado	$0.30\ L \geq 6.5\ in$	$0.027\ L\ \geq\ 6.5\ in$	$0.030\ L\ \geq 165\ mm$	$0.027\ L\ \geq\ 165\ mm$

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 2, sección 2.5.2.6.3-1, 2020.

*Aplica para losas con armadura principal paralela al tráfico.

Donde:

S = Longitud de claro de la losa (ft); (mm).

L = Longitud del tramo (ft); (mm).

Para las zonas en voladizo, AASHTO 13.7.3.1.2 indica que sólo cuando sea demostrable que un espesor menor sea satisfactorio durante el procedimiento de prueba de choque, el espesor mínimo del borde para los voladizos de la plataforma de concreto se tomará como:

- Para voladizos de plataforma de concreto que soportan barandas o barreras de concreto: 8.0 in. (200 mm).
- Para un sistema de postes de montaje lateral: 12.0 in. (300 mm).
- Para voladizos de plataforma de concreto que soportan barandas o barreras de concreto: 8.0 in. (200 mm).

8.1.1.3 Peralte mínimo

El numeral 9.7.1.1 de AASHTO LRFD 2020 establece que, el peralte mínimo para la losa de concreto no debe ser menor que 175 mm o 7 in, excluyendo cualquier disposición de pulido, texturizado y superficie de sacrificio. Y, el mínimo recubrimiento de concreto deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.1 de dicha normativa.

8.1.2 Método para el diseño de losas

En el método de análisis para el diseño de losas recomendado por AASHTO la cubierta se subdivide en franjas perpendiculares a los componentes de soporte (Figura 8.2), exceptuando los casos de:

- Rejillas completamente llenas y parcialmente llenas.

Losas superiores de vigas cajón de concreto segmentadas.

Para los casos mencionados como excepciones aplica la metodología descrita en el artículo 4.6.2.1.8 para rejillas completa y parcialmente llenas, y lo establecido en el artículo 4.6.2.9.4 del AASHTO para losas sobre vigas de cajón de concreto segmentado.

Si se utiliza el método de las franjas, el momento extremo positivo de cualquier panel de losa entre vigas se considerará actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo. Además, el método se especifica para losas de concreto de menos de 15.0 ft (4.60 m) de longitud que se extiendan fundamentalmente en la dirección paralela al tráfico. En los casos donde la longitud de la losa es mayor se aplica lo recomendado en el artículo 4.6.2.3 de AASHTO.

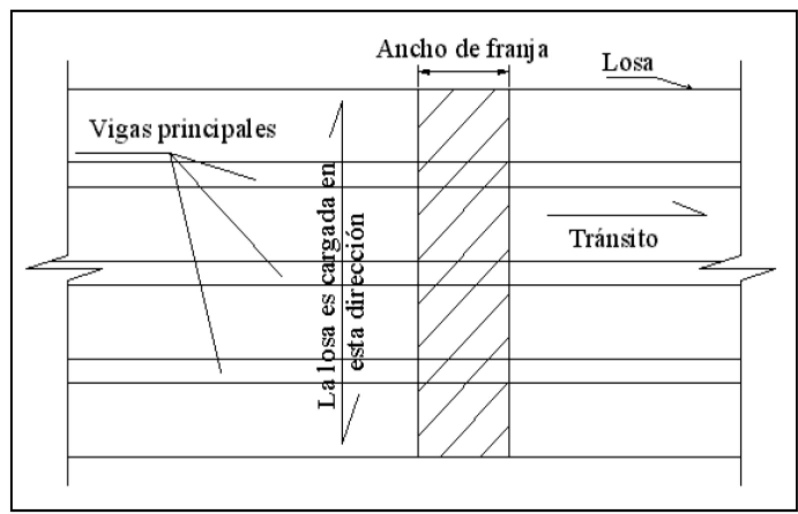


Figura 8.2 Ancho de franjas en losas cargadas transversalmente al tránsito.
Fuente: Manrique, E., 2004.

8.1.2.1 Ancho de franjas

El ancho de la franja equivalente de una cubierta puede tomarse de la Tabla 8.2 cuando se considera un análisis transversal. Si la dirección principal de la losa es paralela al tráfico, el ancho de las franjas que soportan una carga de eje no será mayor que 40.0 in (1,000 mm) para emparrillados abiertos y para las demás losas no será de más de 144 in (3,650 mm) donde varios carriles cargados estén siendo analizados. Además, AASHTO 4.6.2.3 establece que el ancho de franjas longitudinales para distribución de cargas vivas será:

SI	US
$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1}$	$E = 10 + 5\sqrt{L_1 W_1}$
(Para un carril cargado)	(Para un carril cargado)

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L}$$

(Para dos carriles cargados)

$$E = 84.0 + 1.44\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{12.0W}{N_L}$$

(Para dos carriles cargados)

Donde:

E = Ancho equivalente (mm) (in).

L_1 = longitud del tramo modificado tomada igual al menor del tramo real o 18,000 mm (60 ft).

W_1 = ancho modificado de borde a borde del puente se considera igual al menor del ancho real o 18,000 mm (60 ft) para carga de varios carriles, o 9,000 mm (30 ft) para carga de un solo carril.

W = ancho físico de borde a borde del puente (mm) (ft).

N_L = número de carriles de diseño como se especifica en AASHTO 3.6.1.1.1

Para los voladizos de losas, cuando sea aplicable, se pueden utilizar, en lugar del ancho de franja especificado en la Tabla 8.2, los requisitos del artículo 3.6.1.3.4 de AASHTO, que especifica que, para su diseño, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de concreto estructuralmente continua es menor o igual a 6.0 ft (1.80 m), la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 1.0 k/f (14.6 N/mm = 1,500 kg/m) ubicada a 1.0 ft (0.30 m) de la cara de la baranda.

Tabla 8.2 Franjas equivalentes.

Tipo de Losa	Dirección de franja principal relativa a la dirección de tráfico	Ancho de franjas principales (in)	Ancho de franjas principales (mm)
Concreto:			
➢ Colocado en el lugar.	Voladizo	45.0+10.0X	1140 + 0.833 X
	Paralelo o Perpendicular	+M: 26.0 + 6.6S -M: 48.0 + 3.0S	+M: 660 + 0.55S -M: 1220 + 0.25S
➢ Colocado en el lugar. con encofrados perdidos.	Paralelo o Perpendicular	+M: 26.0 + 6.6S -M: 48.0 + 3.0S	+M: 660 + 0.55S -M: 1220 + 0.25S
➢ Prefabricado, postensado.	Paralelo o Perpendicular	+M: 26.0 + 6.6S -M: 48.0 + 3.0S	+M: 660 + 0.55S -M: 1220 + 0.25S
Acero:			
➢ Emparrillado abierto.	Barras principales	1.25P+4.0 S_b	0.007P+ 4.0 S_b
➢ Emparrillado lleno o parcialmente lleno.	Barras principales	Aplicar (Art. 2.6.4.2.1.8)	Aplicar (Art. 2.6.4.2.1.8)

➢ Emparrillado compuesto, no lleno.	Barras principales	Aplicar (Art. 2.6.4.2.1.8)	Aplicar (Art. 2.6.4.2.1.8)
Madera:			
➢ Prefabricado.			
• No interconectado.	Paralelo	2.0h+30.0	2.0h + 760
	Perpendicular	2.0h+40.0	2.0h + 1020
• Interconectado.	Paralelo	90.0+0.84L	2280 + 0.07L
	Perpendicular	4.0h+30.0	4.0h + 760
➢ Laminada y tesada.	Paralelo	0.8S +108.0	0.066S + 2740
	Perpendicular	10.0S+24.0	0.84S + 610
➢ Laminada y clavada.			
• Losas continuas o paneles interconectados.	Paralelo	2.0h+30.0	2.0h + 760
	Perpendicular	4.0h+40.0	4.0h + 1020
• Paneles no interconectados.	Paralelo	2.0h+30.0	2.0h + 760
	Perpendicular	2.0h+40.0	2.0h + 1020

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD, capítulo 4, sección 4.6.2.1.3-1, 2020.

La siguiente simbología es aplicable para la Tabla 8.2:

S: espaciamiento de apoyos (ft) o (mm).

h: espesor de la losa (in) o (mm).

L: longitud del tramo de la losa (ft) o (mm).

P: carga por eje (kip) (N).

S_b: espaciamiento de las barras de rejilla (in) o (mm).

+M: momento positivo.

-M: momento negativo.

X: distancia desde la aplicación de la carga al punto de apoyo (ft) o (mm).

Las losas de tablones de madera se recomiendan diseñar para la carga de rueda del camión de diseño distribuida en la totalidad del área de contacto de los neumáticos. Para los tablones transversales, es decir para los tablones perpendiculares a la dirección del tráfico:

Considerando w_p = ancho del tablón in, mm:

• Si $w_p \geq$ 10.0 in (25 mm), se recomienda asumir que la totalidad del ancho del tablón soporta la carga de rueda.

• Si w_p < 10.0 in (250 mm), la porción de la carga de rueda soportada por un tablón se deberá determinar como la relación entre w_p y 10.0 in (250 mm).

Para los tablones longitudinales:

• Si w_p ≥ 20.0 in (500 mm), se deberá asumir que la totalidad del ancho del tablón soporta la carga de rueda.

• Si w_p < 20.0 in (500 mm), la porción de la carga de rueda soportada por un tablón se recomienda determinar como la relación entre w_p y 20.0 in (500 mm).

8.1.2.2 Ancho en bordes longitudinales

AASHTO 4.6.2.1.4a establece que, para los fines del diseño, la viga de borde ideal se deberá tomar como una franja de losa de ancho reducido aquí especificada, más cualquier aumento de altura localizado o elevación que adicione rigidez a la losa. Se considerará que las vigas de borde soportan una línea de ruedas y, cuando corresponda, una porción tributaria de la carga de carril de diseño. Se asumirá que las vigas de borde soportan una línea de ruedas, y donde sea apropiado, una porción tributaria de la carga viva distribuida.

Donde la losa se extiende fundamentalmente en la dirección del tráfico, el ancho efectivo de una franja, con o sin viga de borde, se puede tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde de la losa y la cara interna de la barrera, más 12.0 in (300 mm), más ¼ del ancho de franja especificada en los Artículos 4.6.2.1.3 o 4.6.2.3 (AASHTO), según corresponda, pero no excederá la mitad del ancho total de la franja o 72.0 in (1,800 mm).

8.1.2.3 Ancho en los bordes transversales

La viga transversal de borde se asume que soporta un eje del camión de diseño, en uno o más carriles ubicados para producir las máximas cargas. Se recomienda aplicar los factores de presencia múltiple y de amplificación dinámica.

El ancho efectivo de una franja, con o sin viga de borde, se puede tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde transversal de la losa y el eje de la primera línea de apoyo de este, generalmente tomada como el alma de una viga, más la mitad del ancho de franja especificado en el Artículo 4.6.2.1.3 (AASHTO). El ancho efectivo no deberá ser mayor que el ancho de franja total conforme al Artículo 4.6.2.1.3 (AASHTO).

8.1.2.4 Distribución de cargas

De conformidad a AASHTO 4.6.2.1.5, la cual establece para la distribución de la carga que si la separación de los componentes de apoyo en la dirección secundaria es mayor que 1.5 veces la separación en la dirección principal (dirección en la que es cargada la losa), se deberá considerar que todas las cargas de rueda están aplicadas en la franja principal, y en la dirección secundaria se pueden aplicar los requisitos del Artículo 9.7.3.2 de dicha normativa.

Si la separación de los componentes de apoyo en la dirección secundaria es menor que 1.5 veces la separación en la dirección primaria, la losa se recomienda modelar como un

sistema de franjas que se intersecan. El ancho de las franjas equivalentes en ambas direcciones se puede tomar como se especifica en la Tabla 8.2 (4.6.2.1.3-1. AASHTO).

Cada carga de rueda se recomienda distribuir entre dos fajas que se interceptan. La distribución se recomienda determinar como la relación entre la rigidez de la faja y la sumatoria de las rigideces de las franjas interceptadas. En ausencia de cálculos más precisos, la rigidez de la franja, k_s, se puede estimar como:

$$k_s = \frac{EI_s}{S^3} \quad (8.1)$$

Aplica para ambos sistemas de unidades.

Donde:

I_s = momento de inercia de la faja equivalente (in^4); (mm^4)

S = separación de los componentes de apoyo (in); (mm)

E = Modulo de elasticidad (ksi); (MPa)

8.1.2.5 Aplicación de sobrecarga

La carga del peso de vehículos sobre losas de alcantarillas de sección cajón usando el método de franjas equivalentes será:

- Para ejes de ruedas de 145 KN del camión de diseño, usando el método de franjas transversales (para de cargas puntuales de 72.5 KN separadas a 1.80 m entre sí).
- Para los ejes se coloca un par de estos con una carga de 110 KN separado entre sí 1.20 m teniendo una separación entre ruedas de 1.80 m entre sí.
- Todas las cargas especificadas para carga viva vehicular, incluyendo la sobrecarga equivalente, donde las franjas son longitudinales.

8.1.2.6 Posición de la carga viva

En el análisis de la losa se debe colocar las cargas en las posiciones más desfavorables. Para determinar la posición de la carga viva que causa los mayores efectos de cortantes o momentos se puede hacer uso de las líneas de influencia y evitar así someter la estructura a la infinidad de posiciones de carga.

Según el teorema de Barré, la posición más desfavorable que produce el máximo momento para losas cargadas en dirección paralela al tráfico, es aquella en la cual la carga más pesada y la resultante de todas las cargas aplicadas equidistan del centro de luz.

8.1.2.7 Momento de diseño

AASHTO 4.6.2.1.1 establece para el uso del método de las franjas, que el momento extremo positivo de cualquier panel de losa entre vigas se considerará actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo.

Este método de las franjas se considerará aceptable para todas las losas, excepto para aquellos formados por emparrillados con sus vanos total o parcialmente llenos, para los cuales se deberán aplicar los requisitos del Artículo 4.6.2.1.8 de AASHTO.

8.1.2.8 Armadura

AASHTO 9.7.3.2 establece que en la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se recomienda calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Para refuerzo principal paralelo al tráfico:

(US) (SI)

$$\frac{100}{\sqrt{S}} \leq 50\% \qquad \frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\% \qquad (8.2)$$

- Para refuerzo perpendicular al tráfico:

(US) (SI)

$$\frac{220}{\sqrt{S}} \leq 67\% \qquad \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \qquad (8.3)$$

Donde:

S = la longitud efectiva del tramo (ft); (mm), calculada según se establece en el artículo 9.7.2.3 de AASHTO LRFD.

8.1.3 Consideraciones para el diseño

Una vez desarrollado el diseño preliminar se debe verificar que cumpla con las exigencias mínimas de flexión y temperatura.

8.1.3.1 Refuerzo

AASHTO 5.6.3.2.2-1 establece, a menos que se especifique lo contrario, que en cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión (Mr), como mínimo igual al menor valor entre:

- 1.33 veces el mayor momento requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables, o

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + (\gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad (8.4)$$

Aplica para ambos sistemas de unidades.

Donde:

f_r= módulo de rotura del concreto especificado en el Artículo 5.4.2.6 AASHTO.

f_{cpe} = esfuerzo de compresión en el concreto debido exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (ksi) (MPa).

M_{cr} = Momento de agrietamiento (N-mm).

M_{dnc} = momento total debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (kip-in), (N-mm).

S_c= módulo Seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (in.^{3}), (mm^3).

S_{nc}= módulo Seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (in.^{3}), (mm^3).

Los siguientes factores se usan para tener en cuenta la variabilidad de la resistencia a la fisuración por flexión del concreto, la variabilidad de pretensado, y la relación del esfuerzo de fluencia de la armadura de refuerzo.

γ_1 =factor de variabilidad de la fisuración por flexión.

=1.2 para estructuras segméntales prefabricadas.

=1.6 para todas las otras estructuras de concreto.

γ_2 =factor de variabilidad para pretensado.

=1.1 para tendones adheridos.

=1.0 para tendones no adheridos.

γ_3 =relación de la resistencia a la fluencia mínima especificada a la resistencia de tracción última del refuerzo.

=0.67 para A615, refuerzo grado 60.

=0.75 para A706, refuerzo grado 60.

=1.00 para estructuras de concreto pretensado.

En todo caso, el refuerzo mínimo a flexión será al menos 1.2 veces la resistencia a la rotura de la primera grieta. Sin acero presforzado, el refuerzo se calcula como el 3% de la razón entre resistencia a compresión del concreto y la fluencia del acero.

8.1.3.2 Deflexión y contra flecha

Si no se estipula otro criterio, las losas metálicas y de concreto deben satisfacer los requisitos de estados límites de servicio donde se estipula que se considerará los efectos de excesiva deformación, incluyendo la deflexión causada por la carga viva más la carga dinámica que no deberán de exceder los siguientes criterios:

- L/800 para losas sin tráfico peatonal.
- L/1000 para losas con tráfico peatonal limitado.
- L/1200 para losas con tráfico peatonal significativo.
- L/300 para losas en voladizo sin tráfico peatonal.
- L/375 para losas en voladizo con tráfico peatonal significativo.

Donde L es la longitud del tramo centro a centro de los apoyos.

8.1.3.3 Fatigas y bordes

El estado límite de fatiga no necesita ser considerado en losas de concreto que usan vigas múltiples.

En los extremos de los puentes y en los sitios intermedios donde se rompa la continuidad de la losa, los bordes deben ser soportados por vigas tipo diafragmas (vigas riostras), cabezales u otro medio apropiado. Los elementos estructurales deberán diseñarse para el momento y esfuerzo cortante máximos producidos por la carga de la rueda colocada encima de él, en la posición más desfavorable.

8.2 Diseño de vigas

8.2.1 Pre-dimensionamiento

8.2.1.1 Peralte

En ausencia de otros criterios para estimar la altura del peralte de las vigas se pueden considerar los límites indicados en la Tabla 8.3. Estas relaciones tienen como objetivo prevenir las deflexiones excesivas que podrían afectar la funcionalidad de la estructura. Si se utiliza dicha tabla, a menos que se especifique lo contrario, los límites indicados en la misma se deben aplicar a la profundidad total.

Dónde: L es la longitud del tramo, en ft o mm.

Tabla 8.3 Peraltes mínimos tradicionales para superestructuras de profundidad.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo la losa)	
Material	Tipo	Tramos Simples	Tramos Continuos
Concreto reforzado	Vigas T	0.070L	0.065L
	Vigas Cajón	0.060L	0.055L
	Vigas de estructuras peatonales	0.035L	0.033L
Concreto pretensado	Vigas cajón coladas en sitio	0.045L	0.040L
	Vigas doble T prefabricadas	0.045L	0.040L
	Vigas de estructuras peatonales	0.033L	0.030L
	Vigas cajón adyacentes	0.030L	0.025L
Acero	Profundidad total de viga doble T compuesta	0.040L	0.032L
	Profundidad de la porción de sección doble T de la viga doble T compuesta	0.033L	0.027L
	Reticulados	0.100L	0.100L

Nota: Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.
Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 2, sección 2.5.2.6.3.-1, 2020.

8.2.1.2 Espaciamiento entre vigas

El espaciamiento entre vigas será entre 1.5 - 2 veces el peralte de las vigas. Los valores suelen estar entre 6.5 y 10 ft (2.0 y 3.0 m). Asimismo, en algunos casos es conveniente hacer varias combinaciones para obtener la solución más económica.

8.2.1.3 Dimensiones mínimas

En vigas prefabricadas, en ninguna parte el espesor deberá ser menor que:

- Ala superior: 2.0 in (50 mm).
- Alma, concreto armado: 5.0 in (125 mm).
- Alma, pretensada: 6.5 in (165 mm).
- Alma, postensada: 12 in (300 mm).
- Ala inferior: 5.0 in (125 mm).

8.2.1.4 Vigas T y cajones

Para las vigas T y cajones se considera el espesor del ala superior que sirve como losa, el cual será como lo definido en el 9.7.1.1 (AASHTO LRFD) que establece lo siguiente para la mínima altura:

- A menos que el Especialista apruebe una altura menor, la altura de una losa de concreto, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable, deberá ser mayor o igual que 7.0 in. (175 mm).
- No menos que 1/20 de la luz libre del tramo de diseño a menos que se usen nervaduras transversales a un espaciamiento igual a la luz libre o que se proporcione pretensado transversal.

➢ Patín o losa inferior de la viga:

El espesor de la parte inferior no será menor que:

- 5.5 in (140 mm).
- 1/16 de la longitud del tramo de diseño de vigas no pretensadas, o
- 1/30 de la luz libre del tramo de diseño para vigas pretensadas, a menos que nervaduras transversales a un espaciamiento igual a la luz libre del tramo sean utilizadas.

➢ Alma o elemento central de la viga:

El espesor será determinado por los requisitos de diseño por corte, torsión, recubrimientos y colocación del concreto. Las variaciones del espesor del alma se deberán utilizar en una distancia mínima igual a 12.0 veces la diferencia de espesores del alma.

Para poder colocar y compactar el concreto adecuadamente, se requiere un espesor mínimo de 8.0 in (200 mm) para el caso de elementos sin armadura de pretensado; 12.0 in (300 mm) para aquellos con la armadura longitudinales o verticales; y 15.0 in (380 mm) para elementos con refuerzo tanto longitudinal como vertical. Para las vigas de más de 8 ft (2400 mm) de altura, estas dimensiones se deberían incrementar para compensar la mayor dificultad de colocación del concreto.

8.2.1.5 Vigas diafragma

Las vigas "diafragma o riostra" suelen dimensionarse con peralte igual al 75% ó 70% del peralte de las vigas longitudinales. Estas vigas diafragma podrán comenzar el tope superior de las vigas o podrán estar ubicadas en la parte inferior de manera de dejar un vacío entre la losa y la viga. En el caso de las vigas cabezales, las alturas podrán ser iguales a las vigas longitudinales para ayudar a la estabilidad de la superestructura.

El alma de las vigas diafragma oscila entre los 80 - 120 in (200 y 300 mm) de ancho. Además, es recomendable que las vigas diafragma no se encuentren espaciadas a más de 50 ft (15 m).

8.2.2 Distribución de momentos de vigas interiores y exteriores

8.2.2.1 Vigas interiores

El momento flector por carga viva para vigas interiores con losas de concreto se puede determinar aplicando el factor de distribución de carga viva, g, especificada en Tabla 8.4 y 8.5, de 4.6.2.2.2.b-1, AASHTO.

Excepto en el caso de las vigas tipo cajón, para las vigas de concreto utilizadas en losas multi-viga con conectores de corte:

- Se deberán proveer diafragmas de extremo profundos y rígidos para asegurar la adecuada distribución de las cargas; y
- Si la separación entre las vigas que poseen almas es menor que 4.0 ft (1.20 m) o mayor que 10.0 ft (3.0 m) se deberá utilizar un análisis indicado por el Especialista.

Para múltiples vigas cajón de acero con losas de concreto el momento flector por carga viva se puede determinar utilizando el factor de distribución especificado en 4.6.2.2.2b-1, AASHTO.

Si la separación de las vigas cajón es variable a lo largo de la longitud del puente, el factor de distribución puede ser variado en las ubicaciones escogidas a lo largo del tramo, o en su lugar se podrá usar un factor de distribución único en unión con un adecuado valor de N_L. En cualquiera de los dos casos el valor de N_L se deberá determinar según lo especifica en 3.6.1.1.1, AASHTO, utilizando el ancho W tomado de la sección considerada.

Tabla 8.4 Factor de distribución de carga viva para momento en vigas interiores en sistema inglés.

Tipo de Superestructura	Factores de Distribución	Rango de aplicación
Losa de concreto emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o rejillas con vanos no llenos compuesto con losa de concreto armado sobre vigas de acero u concreto; vigas T de concreto, Secciones T y Doble T.	Un carril de diseño cargado: $0.06+\left(\frac{S}{14}\right)^{0.4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.3}\left(\frac{K_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075+\left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.2}\left(\frac{K_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.1}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$ $10{,}000 \leq K_g \leq$ 7,000,000
	Usar el menor de los valores entre el obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la Ley de Momentos.	$N_b = 3$

Viga cajón multi celdas de concreto, vaciadas in situ.	Un carril de diseño cargado: $$\left(1.75+\frac{S}{3.9}\right)\left(\frac{1}{L}\right)^{0.35}\left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$$ Dos o más carriles de diseño cargados: $$\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3}\left(\frac{S}{5.8}\right)^{0.3}\left(\frac{1}{L}\right)$$	7.0 ≤ S ≤13.0 60 ≤ L ≤ 240 $Nc \geq 3$ Si $Nc > 8$ usar $Nc = 8$
Losa de concreto sobre vigas cajón de concreto separadas o maestras.	Un carril de diseño cargado: $$\left(\frac{S}{3.0}\right)^{0.35}\left(\frac{Sd}{12.0L^2}\right)^{0.25}$$ Dos o más carriles de diseño cargados: $$\left(\frac{S}{6.3}\right)^{0.6}\left(\frac{Sd}{12.0L^2}\right)^{0.125}$$	6.0 ≤ S ≤ 18.0 20 ≤ L ≤ 140 18 ≤ d ≤ 65 $N_b \geq 3$
	Usar la Ley de momentos (Regla de la Palanca)	S > 18.0
Vigas de concreto usadas en losas multi-viga.	Un carril de diseño cargado: $$k\left(\frac{b}{33.3\,L}\right)^{0.5}\left(\frac{I}{J}\right)^{0.25}$$ Donde: $k = 2.5\,(N_b)^{-0.2} \geq 1.5$ Dos o más carriles de diseño cargados: $$k\left(\frac{b}{305}\right)^{0.6}\left(\frac{b}{12.0\,L}\right)^{0.2}\left(\frac{I}{J}\right)^{0.6}$$ Independientemente del número de carriles cargados: S / D Donde: C = K(W / L) ≤ K $D = 11.5 - N_L + 1.4\,N_L\,(1\text{-}0.2\,C)^2$ cuando C ≤ 5 $D = 11.5 - N_L$ cuando C > 5	35 ≤ b ≤ 60 20 ≤ L ≤ 120 $5 \leq N_b \leq 20$

	K = $\sqrt{\frac{(1+\mu)I}{j}}$ Para el diseño preliminar se pueden usar los siguientes valores de K: Tipo de viga K Vigas rectangulares sin vacíos 0.7 Vigas rectangulares con vacíos circulares 0.8 Vigas de sección tipo cajón 1.0 Vigas canal 2.2 Vigas T 2.0 Vigas doble T 2.0	Esviaje ≤ 45° $N_L \leq 6$
Losa de emparrillado de acero abierto sobre vigas de acero.	Un carril de diseño cargado: S/7.5 si t_g< 4.0 S/10.0 si $t_g \geq$ 4.0 Dos o más carriles de diseño cargados: S/8.0 si t_g < 4.0 S/10.0 si $t_g \geq$ 4.0	S ≤ 6.0 S ≤ 10.5
Losa de concreto sobre múltiples vigas cajón de acero	Independiente del número de carriles cargados: $0.05 + 0.85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L}$	$0.5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1.5$

Fuente: ASSHTO LRFD, capítulo 4, sección 4.6.2.2.2b-1, 2020.

Tabla 8.5 Factor de distribución de carga viva para momento en vigas interiores - sistema internacional.

Tipo de Superestructura	Factores de Distribución	Rango de aplicación
Losa de concreto, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o rejillas con vanos no llenos compuesto con losa de concreto armado sobre vigas de acero u concreto; vigas T de concreto, Secciones T y Doble T.	Un carril de diseño cargado: $0.06+\left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.3}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075+\left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.2}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
	Usar el menor de los valores entre el obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la Ley de Momentos.	$N_b = 3$
Viga cajón multi celdas, de concreto, vaciadas in situ.	Un carril de diseño cargado: $\left(1.75+\frac{S}{1100}\right)\left(\frac{300}{L}\right)^{0.35}\left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3}\left(\frac{S}{430}\right)^{0.3}\left(\frac{1}{L}\right)$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18000 \leq L \leq 73000$ $Nc \geq 3$ Si $Nc > 8$ usar $Nc = 8$
Losa de concreto sobre vigas cajón de concreto separadas o maestras.	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0.35}\left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0.6}\left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.125}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
	Usar la Ley de momentos (Regla de la Palanca)	S > 5500
Vigas de concreto usadas en losas multi-viga.	Un carril de diseño cargado: $k\left(\frac{b}{2.8\,L}\right)^{0.5}\left(\frac{I}{J}\right)^{0.25}$ Donde: $k = 2.5\,(N_b)^{-0.2} \geq 1.5$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37000$ $5 \leq N_b \leq 20$

	Dos o más carriles de diseño cargados: $$k\left(\frac{b}{7600}\right)^{0.6}\left(\frac{b}{L}\right)^{0.2}\left(\frac{I}{J}\right)^{0.6}$$ Independientemente del número de carriles cargados: S / D Donde: C = K(W / L) ≤ K D = 300[11.5 - N_L + 1.4 N_L (1-0.2 C)^2] cuando C ≤ 5 D = 300(11.5 - N_L) cuando C > 5 K = $\sqrt{\frac{(1+\mu)I}{j}}$ para el diseño preliminar se pueden usar los siguientes valores de K: Tipo de viga K Vigas rectangulares sin vacíos 0.7 Vigas rectangulares con vacíos circulares 0.8 Vigas de sección tipo cajón 1.0 Vigas canal 2.2 Vigas T 2.0 Vigas doble T 2.0	Esviaje ≤ 45° N_L ≤ 6
Losa de emparrillado de acero abierto sobre vigas de acero.	Un carril de diseño cargado: S/2300 si t_g< 100 S/3050 si t_g ≥ 100 Dos o más carriles de diseño cargados: S/2400 si t_g < 100 S/3050 si t_g ≥ 100	S ≤ 1800 S ≤ 3200
Losa de concreto sobre múltiples vigas cajón de acero	Independiente del número de carriles cargados: $$0.05 + 0.85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L}$$	$0.5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1.5$

Fuente: ASSHTO LRFD, capítulo 4, sección 4.6.2.2.2b-1, 2020.

Donde:

K_g = Parámetros de rigidez longitudinal.

L = Longitud de viga (ft) o (mm).

S = Espaciamiento de vigas.

t_s = Profundidad de la losa de concreto.

El parámetro de rigidez longitudinal, K_g, será tomado como:

$K_g = n\ (I + Ae_g^2)$.

n = Relación de módulos de los materiales de viga y Losa.

I = Momento de inercia de vigas.

eg = Distancia de centros de gravedad entre la viga principal y la losa.

8.2.2.2 Vigas exteriores

El momento flector por carga viva para vigas exteriores puede ser determinado aplicando el factor de distribución para carga viva, g, especificado en la Tabla 8.6, la cual corresponde al 4.6.2.2.2d-1, AASHTO. Sin embargo, si las vigas no están igualmente espaciadas y g para la viga exterior es una función de $g_{interior}$, $g_{interior}$ estará basado en el espaciamiento entre la viga exterior y la primera viga interior.

La distancia, d_e, será tomada como positiva si el alma exterior está dentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si está hacia afuera del Cordón o barrera para el tráfico. Sin embargo, si se obtiene un valor negativo d_e fuera del rango de aplicabilidad, d_e se limitaría a -1.0.

En puentes de sección transversal de vigas con losa acero, con diafragmas o sección tipo marco, el factor de distribución de carga para vigas exteriores no será menor que aquel que podría ser obtenido asumiendo que la sección transversal se deflecta y rota como una sección rígida. Se aplicarán los requisitos del 3.6.1.1.2 (AASHTO).

Tabla 8.6 Factor de distribución de carga viva para momento en vigas longitudinales, sistema inglés.

Tipo de Superestructura	Un Carril de Diseño Cargado	Dos o más Carriles de Diseño Cargados	Rango de Aplicación
Losa de concreto emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o rejilla con vanos no llenos, compuesto con losa de concreto reforzado sobre vigas de acero u concreto; vigas T de concreto, secciones T y doble T.	Ley de momentos	$g = eg_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{9.1}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
		Usar el menor de los valores obtenidos de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos.	$N_b = 3$
Viga cajón multi-celdas, de concreto, vaciadas in situ.	$g = \frac{W_e}{14}$	$g = \frac{W_e}{14}$	$W_e \leq S$
	O lo previsto para diseño a todo ancho especificado en 4.6.2.2.1, AASHTO		
Losa de concreto sobre vigas cajón de concreto separadas o maestras.	Ley de momentos	$g = eg_{interior}$ $e = 0.97 + \frac{d_e}{28.5}$	$0 \leq d_e \leq 4.5$ $6.0 < S \leq 18.0$
		Usar la Ley de momentos	$S > 18.0$
Vigas cajón de concreto usadas en losas multi-viga.	$g = eg_{interior}$ $e = 1.125 + \frac{d_e}{30} \geq 1.0$	$g = eg_{interior}$ $e = 1.04 + \frac{d_e}{25} \geq 1.0$	$d_e \leq 2.0$
Vigas de concreto excepto vigas cajón de concreto usadas en losas multi-viga.	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Losa de concreto sobre múltiples vigas cajón de acero.	Como se especifica en la Tabla 8.4		

Fuente: ASSHTO LRFD, capítulo 4, sección 4.6.2.2.2d-1, 2020.

Tabla 8.7 Factor de distribución de carga viva para momento en vigas longitudinales, sistema internacional.

<table>
<tr><th>Tipo de Superestructura</th><th>Un Carril de Diseño Cargado</th><th>Dos o más Carriles de Diseño Cargados</th><th>Rango de Aplicación</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Losa de concreto emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o rejilla con vanos no llenos, compuesto con losa de concreto reforzado sobre vigas de acero u concreto; vigas T de concreto, secciones T y doble T.</td><td rowspan="2">Ley de momentos</td><td>$g = eg_{interior}$
$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$</td><td>$-300 \leq d_e \leq 1700$</td></tr>
<tr><td>Usar el menor de los valores obtenidos de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos.</td><td>$N_b = 3$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Viga cajón multi-celdas, de concreto, vaciadas in situ.</td><td>$g = \frac{W_e}{4300}$</td><td>$g = \frac{W_e}{4300}$</td><td rowspan="2">$W_e \leq S$</td></tr>
<tr><td colspan="2">O lo previsto para diseño a todo ancho especificado en 4.6.2.2.1, AASHTO</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Losa de concreto sobre vigas cajón de concreto separadas o maestras.</td><td rowspan="2">Ley de momentos</td><td>$g = eg_{interior}$
$e = 0.97 + \frac{d_e}{8700}$</td><td>$0 \leq d_e \leq 1400$
$1800 < S \leq 5500$</td></tr>
<tr><td>Usar la Ley de momentos</td><td>$S > 5500$</td></tr>
<tr><td>Vigas cajón de concreto usadas en losas multi-viga.</td><td>$g = eg_{interior}$
$e = 1.125 + \frac{d_e}{9100} \geq 1.0$</td><td>$g = eg_{interior}$
$e = 1.04 + \frac{d_e}{7600} \geq 1.0$</td><td>$d_e \leq 600$</td></tr>
<tr><td>Vigas de concreto excepto vigas cajón de concreto usadas en losas multi-viga.</td><td>Ley de momentos</td><td>Ley de momentos</td><td>N/A</td></tr>
<tr><td>Losa de concreto sobre múltiples vigas cajón de acero.</td><td colspan="3">Como se especifica en la Tabla 8.5</td></tr>
</table>

Fuente: ASSHTO LRFD, capítulo 4, sección 4.6.2.2.2d-1, 2020.

Donde:

d_e = Distancia entre el centro de viga exterior y el borde interior de la curva o barrera de tráfico (ft) o (mm).

e = Factor de corrección.

g = Factor de distribución.

8.2.3 Factor de corrección para estructuras

En ausencia de otros criterios, cuando la superestructura es continua sobre los apoyos o continua e integral con sus soportes los factores de distribución de las Tabla 8.8 y Tabla 8.9 deben ser incrementados.

Tabla 8.8 Factores de corrección para vigas continuas.

Clase de losa	Factor de corrección de momentos positivos	Factor de corrección de momentos negativos
Sobre vigas I de acero y vigas de concreto presforzado; vigas T de concreto.	1.05	1.10
Sobre vigas cajón de acero.	1.00	1.00
Sobre un arreglo de vigas cajón de concreto presforzado, vigas cajón de concreto; vigas cajón prefabricadas con losas múltiples.	1.00	1.00

Fuente: Manrique, E., 2004.

Tabla 8.9 Factor de corrección de corte en el apoyo de vigas continúas.

Clase de losa	Factor de corrección de momentos positivos	Factor de corrección de momentos negativos
Sobre vigas I de acero y vigas de concreto presforzado; vigas T de concreto.	1.00	1.05
Sobre vigas cajón de acero.	1.00	1.00
Sobre un arreglo de vigas cajón de concreto presforzado, vigas cajón de concreto; vigas cajón prefabricadas con losas múltiples.	1.00	1.00

Fuente: Manrique, E., 2004.

8.2.4 Momento a flexión y cortante

Si la losa es soportada directamente por vigas de piso transversal, las vigas de piso pueden ser diseñadas para cargas determinadas de acuerdo con la

Tabla 8.10 y el factor de distribución de la carga viva deberá ser utilizado en conjunto con la carga axial de diseño de 32.0-kip (145 kN) solamente. Para espaciamientos de vigas de piso fuera del rango de aplicación dado, todas las cargas vivas de diseño serán consideradas y se podrá usar la ley de momentos.

Tabla 8.10 Factores de distribución de carga viva para vigas transversales para momento y corte.

Tipo de losa	Factores de Distribución de Carga Viva para Cada Viga de Piso		Rango de Aplicación	
	(US)	(SI)	(US)	(SI)
Plataforma	$\frac{S}{4}$	$\frac{S}{1200}$	N/A	N/A
Losa de madera laminado	$\frac{S}{5}$	$\frac{S}{1500}$	$S \leq 5.0$	$S \leq 1500$
Concreto	$\frac{S}{6}$	$\frac{S}{1800}$	$S \leq 6.0$	$S \leq 1800$
Rejilla de acero y cubierta de rejilla sin relleno, compuesta con losa de concreto armado.	$\frac{S}{4.5}$	$\frac{S}{1400}$	$t_g \leq 4.0$ $S \leq 5.0$	$t_g \leq 100$ $S \leq 1500$
Rejilla de acero y cubierta de rejilla sin relleno, compuesta con losa de concreto armado.	$\frac{S}{6}$	$\frac{S}{1800}$	$t_g > 4.0$ $S \leq 6.0$	$t_g > 100$ $S \leq 1800$
Plataforma corrugada de puentes de acero	$\frac{S}{5.5}$	$\frac{S}{1700}$	$t_g \geq 2.0$	$t_g \geq 50$

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 4, sección 4.6.2.2.2f-1, 2020.

Donde:

S = Espaciamiento de vigas (ft) o (mm)

T_g = Profundidad de la rejilla de acero o la plancha de acero corrugado, incluida la capa de concreto integral o el componente estructural, menos una disposición para esmerilado, ranurado o desgaste (in) o (mm)

8.2.5 Límites de esfuerzos a tensión y compresión

8.2.5.1 Esfuerzos de Compresión para concreto antes de perdidas

AASHTO 5.9.2.3.1a establece el límite para el esfuerzo de compresión en los elementos de concreto pretensado y postensado, incluyendo los puentes construidos por segmentos, será de 0.65 f'_{ci} (ksi) (MPa).

8.2.5.2 Límites de esfuerzos de tensión para concreto antes de pérdidas

Para los esfuerzos de tracción se recomiendan aplicar los límites indicados en la Tabla 8.11.

Tabla 8.11 Límites para esfuerzos de tracción temporaria en el concreto antes de las pérdidas.

Tipo de Puente	Ubicación	Esfuerzo Límite
Todos los puentes, excepto los construidos por segmentos.	• En la zona de tracción pre comprimida sin armadura adherente.	N/A
	• En áreas fuera de la zona de tracción pre comprimida y sin armadura auxiliar adherente.	$0.0948\sqrt{f'_{ci}} \leq 2.0$ (ksi) $0.25\sqrt{f'_{ci}} \leq 1.38$ (MPa)
	• En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando un esfuerzo de 0.5 f_y, no mayor que 30 ksi (210 MPa).	$0.24\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi) $0.63\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	• Para esfuerzos de manipuleo en pilares pretensados.	$0.158\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi) $0.415\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
Puentes construidos por segmentos.	Esfuerzos longitudinales a través de uniones en la zona de tracción pre comprimida: • Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a un esfuerzo de 0.5 f_y; con tendones internos o tendones externos.	$0.0948\sqrt{f'_{ci}}$ Tracción máxima (ksi) $0.25\sqrt{f'_{ci}}$ Tracción máxima (MPa)
	• Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones.	Tracción nula
	Esfuerzos transversales a través de las uniones. • Para cualquier tipo de unión.	$0.0948\sqrt{f'_{ci}}$(ksi) $0.25\sqrt{f'_{ci}}$(MPa)

	Esfuerzos en otras Áreas. • Para áreas sin armadura adherente no pretensada. • En áreas con armadura adherente (barras de refuerzo o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando un esfuerzo de 0.5 f_y , no mayor que 30 ksi (210 MPa).	Tracción nula $0.19\sqrt{f'_{ci}}$(ksi) $0.50\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	Tracción principal en eje neutro del alma. • Todos los tipos de puentes construidos por segmentos con interno y/o tendones externos, a no ser que el propietario indique otro criterio para estructuras críticas.	$0.110\sqrt{f'_{ci}}(ksi)$ $0.289\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 5, sección 5.9.2.3.1b-1, 2020.

8.2.5.3 Esfuerzos de Compresión después de las pérdidas

La compresión se deberá investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio I especificada en 3.4.1-1, AASHTO. Se aplicarán los límites indicados en la Tabla 8.12 (5.9.2.3.2a-1, AASHTO). Estos límites pueden ser usados para concretos de peso normal con resistencia específica a la compresión hasta 15.0 ksi (100 MPa).

El factor de reducción, Φ_w, será igual a 1.0 si las relaciones de esbeltez de las almas y patines, calculadas de acuerdo con el Artículo 5.6.4.7.1, AASHTO, son menores o iguales a 15. Si la relación de esbeltez del alma o el patín es mayor que 15, el factor de reducción, Φ_w, se deberá calcular de acuerdo con el Artículo 5.6.4.7.2. AASHTO.

Tabla 8.12 Límites para el esfuerzo de compresión en el concreto pretensado después de las pérdidas. Elementos totalmente pretensados.

Ubicación	Esfuerzo Límite
a) Excepto en puentes construidos por segmentos, esfuerzo provocado por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes.	$0.45 f'_c$ (ksi) o (MPa)
b) En puentes construidos por segmentos, esfuerzo provocado por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes.	$0.45 f'_c$ (ksi) o (MPa)
c) Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y maniobras.	$0.60 \Phi_w f'_c$ (ksi) o (MPa)

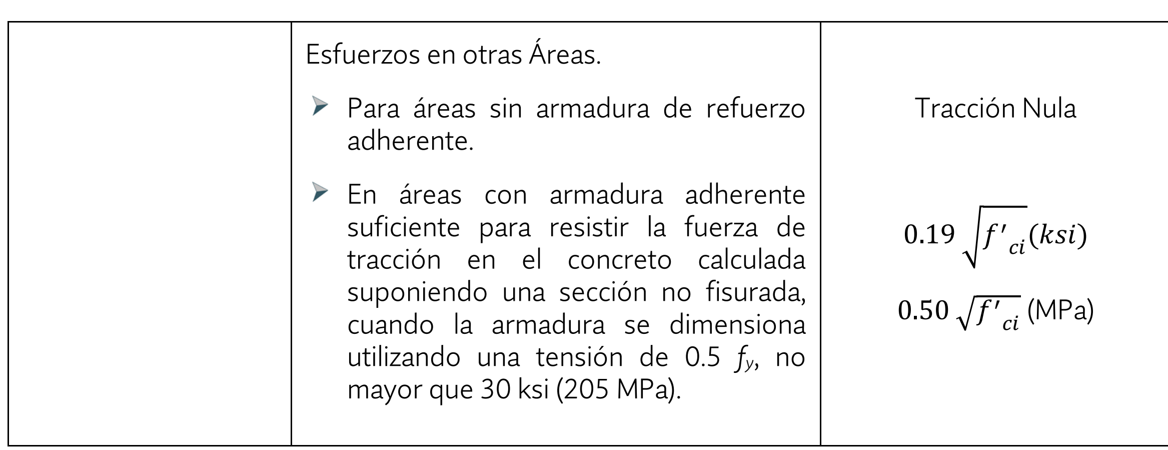
Fuente: AASHTO LRFD, Tabla 5.9.2.3.2a-1.

8.2.5.4 Esfuerzos de tensión para concreto después de pérdidas

Para las combinaciones de cargas de servicio longitudinales que involucran cargas de tráfico, los esfuerzos de tracción en los elementos que tienen tendones de pretensado adherentes o no adherentes se deberían investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III especificada en 3.4.1-1, AASHTO. La combinación Servicio I será investigada para combinaciones de carga que involucran cargas de tráfico en el análisis transversal de puentes de viga cajón. Se aplicarán los límites indicados en la Tabla 8.13 (5.9.2.3.2b-1 AASHTO).

Tabla 8.13 Límites para la tensión de tracción en el concreto pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas. Elementos totalmente pretensados.

Tipo de Puente	Ubicación	Esfuerzo Límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos. Estos límites pueden ser usados para concretos de peso normal con resistencia específica a la compresión hasta 15.0 ksi (100 MPa).	Tracción en la zona pre comprimida, suponiendo secciones no fisuradas: ➢ Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas. ➢ Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas. ➢ Para elementos con tendones de pretensado no adherentes.	$0.19\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.6$ (ksi) $0.50\sqrt{f'_{ci}} \leq 4.14$ (MPa) $0.0948\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.3$ (ksi) $0.25\sqrt{f'_{ci}} \leq 2.07$ (MPa) Tracción Nula
Puentes construidos por segmentos.	Esfuerzos longitudinales a través de uniones en la zona detracción pre comprimida: ➢ Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a un esfuerzo de 0.5 f_y; con tendones internos o tendones externos. ➢ Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones.	$0.0948\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.3$ (ksi) $0.25\sqrt{f'_{ci}} \leq 2.07$ (MPa) Tracción nula
	Esfuerzos transversales a través de las uniones. ➢ Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción pre comprimida.	$0.0948\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.3$ (ksi) $0.25\sqrt{f'_{ci}} \leq 2.07$ (MPa)



	Esfuerzos en otras Áreas. ➢ Para áreas sin armadura de refuerzo adherente.	Tracción Nula
	➢ En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de 0.5 f_y, no mayor que 30 ksi (205 MPa).	$0.19\sqrt{f'_{ci}}(ksi)$ $0.50\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 5, sección 5.9.2.3.2b-1.

8.2.6 Flexión, corte y fatiga

8.2.6.1 Estado límite de resistencia a flexión

La resistencia Mr, será tomada como: Mr = ϕ Mn

La relación natural esfuerzo deformación puede ser considerada satisfecha por un bloque a compresión de 0.85f'c sobre una zona limitada a una distancia a = cβ1 de la fibra de compresión externa. El factor de β_1 será tomado como 0.85 para resistencia menores a 280 MPa, para resistencias mayores, β1 será reducido en una proporción de 0.05 por cada 7 MPa de resistencia, β_1 no será menor a 0.65.

8.2.6.2 Estado límite de resistencia a corte

La resistencia al corte podrá ser tomada como: Vr = ϕ Vn

AASHTO establece en el artículo 5.7.3.3 la resistencia nominal al corte Vn, como la menor de:

- $$Vn = Vc + Vs + Vp \quad (8.5)$$

- $$Vn = 0.25f'cb_vdv + Vp \quad (8.6)$$

Aplican tanto en Sistema Ingles (US) como en Sistema Internacional (SI)

En la cual:

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \text{ (US)}$$

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \text{ (SI)}$$

$$V_s = \frac{A_vf_yd_v(cot\ cot\ \theta\ +cot\ cot\ \alpha\ )\ sin\ sin\ \alpha}{s}$$

Donde:

Vc = Resistencia al corte del concreto.

Vs = Resistencia del acero.

Vp = componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado.

b_v = ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v, (in) o (mm).

d_v = altura de corte efectiva (in) o (mm).

s = separación de los estribos medido en dirección paralela al refuerzo longitudinal (in) o (mm).

β = factor que indica la capacidad del concreto fisurado diagonalmente de transmitir tracción.

ϑ = ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión diagonal.

α = ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal (º).

A_v = área de la armadura de corte en una distancia s (in^2) o (mm^2).

- Refuerzo transversal por corte

El artículo 5.7.2.3 (AASHTO LRFD) establece que excepto en losas, cimentaciones y alcantarillas, el refuerzo transversal será necesario en caso que:

- $V_u > 0.5\varphi(V_c + V_p)$, o
- En caso que se requiera considerar la torsión.

Donde:

Vu = Fuerza de corte (kip) (N).

Vc = Resistencia nominal al corte del concreto (kip) (N).

Vp = Componente de la fuerza de pretensado en la dirección del corte (kip) (N).

Φ = Factor de resistencia.

Aplican tanto en Sistema Ingles (US) como en Sistema Internacional (SI).

En caso que se requiera refuerzo transversal, éste no será menor de:

(US) (SI)

$$A_v > 0.0316\lambda\sqrt{f'_c}\,\frac{b_v s}{f_y} \qquad A_v > 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\,\frac{b_v s}{f_y} \qquad (8.7)$$

Donde:

b_v = Ancho efectivo del alma ajustado por la presencia de ductos (in) o (mm).

s = Espaciamiento entre el refuerzo transversal (in) o (mm).

f_y = Resistencia del acero (ksi) o (MPa).

A_v = Área de acero transversal dentro de la distancia s (in^2) o (mm^2).

8.2.6.3 Estado límite de fatiga

Según AASHTO 5.5.3 no se requiere investigar la fatiga en las losas de concreto que usan vigas múltiples o alcantarillas de concreto armado tipo cajón. En regiones de esfuerzos de compresión debido a cargas permanentes y de presforzado en elementos de concreto reforzado, la fatiga deberá ser considerada sólo si el esfuerzo de compresión es menor que la máxima tensión de tracción por sobrecarga resultante de la combinación de cargas por fatiga.

Para consideraciones de fatiga, los miembros de concreto deberán cumplir que:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH} \quad (8.8)$$

Donde

γ = factor de carga especificado en 3.4.1-1 (AASHTO) para combinación de carga de fatiga.

Δf = rango de esfuerzos debido al paso de la carga de fatiga especificado en el Artículo 3.6.1.4 (AASHTO) (ksi) (MPa).

$(\Delta F)_{TH}$ = valor máximo (umbral) de la constante de amplitud de fatiga como se especifica en Artículos 5.5.3.2, 5.5.3.3 o 5.5.3.4 (AASHTO LRFD), como apropiado (ksi) (MPa).

Los elementos con presforzado excepto los puentes construidos segmentalmente, los esfuerzos de compresión debidos a la combinación de carga de fatiga y la mitad de la suma del pretensado efectivo no factorizado y carga permanente no excederá 0.40 f'_c (ksi) o (MPa) después de las pérdidas.

Las propiedades de la sección para investigaciones de fatiga serán basadas en Secciones agrietadas donde la suma de esfuerzos, debido a cargas permanentes y pretensado sin factorar, y la combinación de carga de fatiga es de tensión y excede $0.095\sqrt{f'_c}$ (ksi) o $0.25\sqrt{f'_c}$ (MPa).

- Barras de Refuerzo

El valor máximo de la constante de amplitud de fatiga $(\Delta F)_{TH}$, para barras rectas y alambres de refuerzo sin soldadura transversal en la zona de los mayores esfuerzos, se tomará como:

(US)	(SI)	
$(\Delta F)_{TH} = 26 - 22 f_{min} / fy$	$(\Delta F)_{TH} = 180 - 150\, f_{min} / fy$	(8.9)

El valor máximo de la constante de amplitud de fatiga, $(\Delta F)_{TH}$ para alambres rectos soldados con soldadura transversal en la zona de los mayores esfuerzos se tomará como:

(US) (SI)

$$(\Delta F)_{TH} = 18 - 0.36 f_{min} \qquad (\Delta F)_{TH} = 124 - 0.36 f_{min} \qquad (8.10)$$

Donde:

f_{min} = mínimo esfuerzo por carga viva resultante de la combinación de carga de fatiga, combinada con el más severo esfuerzo debido a las cargas permanentes más las cargas externas inducidas por contracción y fluencia lenta; la tracción se considera positiva y la compresión negativa.

f_y = resistencia a la fluencia mínima especificada, no se tomará menor que 60.0 ksi (410 MPa) ni mayor que 100 ksi (690 MPa).

8.3 Requisitos de diseño

8.3.1 Refuerzo mínimo por flexión

AASHTO en el artículo 5.6.3.3 establece que a menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección de un componente de flexión no controlado por compresión, la cantidad de refuerzo de tracción pretensado y no pretensado deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión, Mr, mayor o igual al menor de lo siguiente:

- 1.33 veces el momento factorizado requerido por la combinación de carga de resistencia aplicable o el Mcr, calculado con la ecuación 8.3.

En todo caso, el refuerzo mínimo a flexión será al menos 1.2 veces la resistencia a la rotura de la primera grieta. Sin acero presforzado, el refuerzo se calcula como el 3% de la razón entre resistencia a compresión del concreto y la fluencia del acero.

8.3.2 Refuerzo longitudinal de membrana

Si d_ℓ de miembros no pretensados o pretensados parcialmente excede la profundidad del alma en 3.0 ft (900 mm), el reforzamiento longitudinal superficial (A_{sk}) será uniformemente distribuido a lo largo de las caras laterales del componente en una distancia $d_\ell/2$ y más próxima al refuerzo de tracción por flexión. En cada cara lateral el área de armadura superficial A_{sk} no deberá ser menor de:

(US) (SI)

$$A_{sk} \geq 0.012(d_l - 30) \qquad A_{sk} \geq 0.001(d_l - 760) \qquad (8.11)$$

Donde

d_ℓ = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero extremo en tracción del elemento (in) o (mm).

Sin embargo, el área total del refuerzo longitudinal superficial (por cara) no excederá ¼ del reforzamiento en tensión por flexión, requerido. El espaciamiento máximo del refuerzo de membrana no excederá el menor de:

- $d_\ell/6$
- 12 in (300 mm)

8.3.3 Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura

De conformidad a AASHTO (5.10.6), los refuerzos por temperatura y fraguado serán colocados cerca de las caras del concreto expuesto a cambios diarios de temperatura y en la masa estructural de concreto. Es un refuerzo adicional por lo cual el refuerzo total sobre las superficies no debe ser menor del que se especifica.

El reforzamiento por temperatura y fraguado puede ser en forma de barras, alambres soldados o tendones presforzados. Para barras o alambres soldados, el área de refuerzo por pie, en cada cara y en cada dirección deberá satisfacer:

(US)

$$A_s \geq \frac{1.30bh}{2(b+h)f_y}$$

$$0.11 \leq A_s \leq 0.60$$

(SI)

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)f_y} \quad (8.12)$$

$$0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

Donde:

A_s = área de refuerzo en cada dirección y en cada en cada cara (in^2/ft) (mm^2/mm).

b = menor ancho de la sección (in) o (mm).

h = menor espesor de la sección (in) o (mm).

f_y = fluencia especificada de las barras de refuerzo ≤ 75 ksi o ≤ 520 MPa.

Cuando la menor dimensión varía a lo largo de la pared, muro, zapata u otro elemento, se examinarán varias secciones para obtener una sección promedio. El espaciamiento no excederá:

- 3.00 veces el espesor del elemento, o 18.00 in. (45 cm).
- 12.00 in (30 cm) para muros y zapatas más grande que 18.00 in. (45 cm) de espesor.
- 12.00 in (30 cm) para otros elementos más grande que 36.00 in. (90 cm) de espesor.

Para elementos de 6.00 in. (15 cm) o menos de espesor, el acero mínimo especificado se puede colocar en una capa simple. El acero para contracción y temperatura no se requerirá:

- Para las caras de los extremos cuyo espesor 18.00 in. (45 cm) o menos.
- Para las caras laterales de zapatas enterradas de 36.00 in. (90 cm) o menos de espesor.
- En caras de otros elementos, con dimensiones menores o igual a 18.00 in. (45 cm).

Si los cables pretensores son usados como armadura para la temperatura y contracciones, los cables serán provistos de un mínimo esfuerzo promedio de compresión de 0.11 ksi (0.75 MPa), sobre la totalidad de la sección de concreto en la cual se puede presentar un plano de fisura, basado sobre la fuerza tensora después de las pérdidas. El espaciamiento de los cables no excederá 72.00 in. (180 cm) o las distancias siguientes especificadas:

a) Los cables de losas prefabricadas pretensadas serán separados simétricamente y de manera uniforme no más que 1.5 veces el espesor total de la losa o 18.00 in. (45 cm).

b) Los cables de losas postensadas no estarán separados centro a centro a más de 4.0 veces el mínimo espesor de la losa.

Cuando el espaciamiento es más grande que 54.00 in (135 cm), refuerzos adheridos se colocarán entre los cables a una distancia igual a la separación de los cables.

8.3.4 Refuerzo de la losa

El refuerzo de la losa de vigas T y vigas cajón será determinado por métodos tradicionales.

Cuando la losa no se extienda más allá del alma exterior, al menos 1/3 de la capa inferior será prolongado a la cara exterior del alma y anclado con un gancho standard de 90º. Si la losa se prolonga más allá del alma exterior, al menos 1/3 de la capa inferior será prolongado en el voladizo.

8.3.5 Deflexión y contra flecha

Para las vigas el cálculo de la deflexión es opcional, en caso de ser requerida se puede escoger como criterio L/800 para deflexiones permitidas con cargas vehiculares.

8.4 Definición del método de construcción de la superestructura

Existen diversos métodos de construcción de puentes u obras de paso. Los puentes con vigas y losa presentan las mayores consideraciones para el diseño. En esta sección se tratarán los procesos constructivos con requerimientos más comunes, entre los cuales se incluyen los siguientes:

- Construcción in situ.
- Prefabricadas.
- Estructuras izadas.
- Voladizos.
- Estructuras empujadas.
- Estructuras con vigas de lanzamiento

8.4.1 Construcción in situ

En casos donde se pretende salvar luces pequeñas con puentes, con losas colocadas a poca altura sobre un terreno accesible y horizontal es posible construir la superestructura sobre un andamiaje estacionario. Este andamio puede apoyarse sobre zapatas provisionales o pueden usarse pilotes o puntales metálicos.

El proceso de construcción consistiría en preparar el andamio y el encofrado, para luego armar y realizar el colado de concreto para la superestructura. De esta manera, se puede asegurar la continuidad de las obras y lograr puentes integrales que tienen mejor comportamiento. El sistema de construcción es el más simple y las consideraciones a tenerse en cuenta son las mismas que afectan a cualquier estructura, no obstante, su rango de aplicación suele ser limitado,

8.4.2 Prefabricadas

Existen casos en los que no es factible colocar andamios en el terreno para el soporte de la losa en su fase de construcción por muchas razones. Para solucionar este problema se hace necesario utilizar otros métodos constructivos, como la instalación de prefabricados, que presenta muchas ventajas frente a los métodos tradicionales, tales como:

- Disminuye el tiempo de construcción.
- Mejora las características mecánicas del concreto, debido a procesos industrializado.
- Reducción de riesgos laborales, como trabajos en alturas.
- En concreto presforzado se evitan las dificultades originadas por el tensionamiento prematuro en concretos jóvenes.
- Aumenta el rendimiento de la mano obra al establecerse un ritmo de construcción.

Con este método debe tenerse en cuenta los diferentes estados de carga y de servicio a los que estará sometida la estructura desde su construcción hasta su colocación final, ya que suelen variar mucho las condiciones de apoyo y de resistencia, llegando incluso a invertirse los momentos y fuerzas.

Los elementos prefabricados deben poseer dispositivos que servirán para izar las unidades y disponer del refuerzo exterior con longitudes necesarias para asegurar la continuidad de la estructura. Donde sea necesario deberá proveerse el refuerzo necesario para resistir los esfuerzos cortantes en la junta. Elementos prefabricados de grandes dimensiones pueden prefabricarse en la zona de la obra, considerando los aspectos necesarios para el resguardo de los mismos.

8.4.3 Estructuras izadas

Es un método utilizado para transportar y colocar los elementos prefabricados que consiste en prefabricar las vigas en el terreno, luego izarlas por medio de grúas hasta su posición definitiva y finalmente construir la losa apoyándose sobre las vigas. Este método también se usa para colocar las dovelas en su sitio.

Una alternativa a este método es construir en obra las plaquetas con concreto a partir de la armadura inferior que llevará la losa, y después transportarlas a las vigas y colar con la

losa. Otra alternativa es apoyar el encofrado en una armadura apoyada sobre las vigas, para luego armar y colar la losa.

Se debe considerar desde el diseño, de qué forma se van a levantar los elementos prefabricados para evitar condiciones inesperadas de fuerzas, producto de condiciones de apoyo distintas a las planeadas. Asimismo, se pueden proveer plataformas en los extremos para mejorar la transmisión de fuerzas. También, es de considerar para las estructuras izadas el peso que puedan ser capaces las grúas de levantar, lo que hace este método factible hasta luces máximas según la capacidad del equipo con el que se cuente.

8.4.4 Voladizos

La construcción por voladizo consiste en construir la losa a partir de tramos sucesivos, de manera que cada tramo nuevo se apoye en los tramos ya colocados. Cada tramo es llamado dovela y se une al precedente cuando haya alcanzado suficiente resistencia, asegurando su estabilidad por medio de cables de presforzado, creando así un tramo auto portante que sirve de arranque para un nuevo avance.

Las dovelas pueden ser construidas in situ en encofrados móviles o pueden ser prefabricadas, transportadas y puestas en su lugar por medio de dispositivos apropiados.

La sección transversal que mejor se adapta a la construcción por voladizos es la sección tipo cajón, ya que su mayor resistencia a los momentos negativos causados en el proceso constructivo donde las cabezas inferiores deben soportar compresión, especialmente cerca de los apoyos. Los principales métodos para este sistema constructivo son:

- Construcción por voladizo a partir de pilas.
- Construcción por voladizo a partir de estribos.
- Cableado de la losa.

8.4.5 Estructuras empujadas

Este proceso es uno de los más usados para puentes largos. El proceso consiste en prefabricar las vigas y después empujarlas la máxima longitud posible sobre las pilas (la viga queda en voladizo), para que luego sigan siendo empujadas hasta el estribo.

Como las vigas no pueden resistir grandes longitudes en voladizo se necesitan andamios como apoyos provisionales. Estos andamios deben poseer mecanismos de rodadura para permitir la traslación de las vigas. En algunas ocasiones, se colocan guías o cables en el extremo del elemento para poder manipular y corregir el alineamiento.

En el diseño debe considerarse que las vigas estarán soportando momentos y fuerzas muy diferentes a las de servicio. La estructura trabajará en voladizo en la etapa de construcción y por lo tanto se verá sometida a momentos negativos y cortantes en zonas diferentes que varían durante el transporte de la estructura.

8.4.6 Estructuras con vigas de lanzamiento

Este método aprovecha la facilidad de montaje y desmontaje de las armaduras metálicas y consiste en colocar una viga metálica lanzada por encima de la luz a construir. En el diseño deben considerarse las diferentes condiciones de fuerzas y apoyos a las que estará sometida la estructura.

La viga de lanzamiento suele ser una cercha de acero con apoyos tipo túnel para permitir el paso de los elementos. Los nervios de la viga metálica sirven de camino al carretón de traslación de los elementos a colocar. En algunos casos, las armaduras están construidas de tal manera que permiten su desplazamiento en el sentido transversal a la losa para facilitar la colocación de las vigas paralelas

8.5 Subestructuras

El diseño de la subestructura permite definir la configuración de la superestructura. Por ejemplo, los estribos y su ubicación a partir de las características topográficas de la sección transversal determinan la longitud total del puente. El número de pilares, y por tanto su espaciamiento controlará el peralte de las vigas. Asimismo, la calidad de la subestructura controla el nivel de funcionamiento del puente.

Diseñar la subestructura requiere consideraciones debido a la exposición ante varios tipos de cargas como el peso de la superestructura, de flujo de agua, capacidad de arrastre, de relleno y del suelo de la cimentación con sus respectivas consideraciones, como pueden ser sus fallas por volteo, deslizamiento o presión portante. Además, el diseño se complica ante condiciones geológicas inesperadas, o complicadas geometrías de losas con curvas horizontales o verticales.

8.5.1 Erosión y socavación

Los estribos y pilares ubicados en el curso del río o en las llanuras de inundación están expuestos a la erosión. Este fenómeno es extremadamente complejo de predecir y calcular lo que lo convierte en el causante de la gran mayoría de los colapsos de puentes. A partir de la teoría disponible se tienen tres tipos de erosión a considerar.

El primer tipo de erosión ocurre en el fondo del río durante periodos de avenidas o inundación. Las altas velocidades mueven grandes cantidades de materiales, reduciendo el nivel del fondo. Este efecto se ve incrementado en cauces angostos. Para condiciones típicas, se puede decir que la erosión es proporcional al incremento del nivel de agua.

Otro tipo de erosión ocurre en las curvas de los ríos. La erosión se presenta en las riberas exteriores de las curvas debido a las mayores velocidades del flujo, en cambio las interiores son sedimentadas por las bajas velocidades. Los estribos ubicados en los exteriores de las curvas deben ser protegidos contra la socavación colocando mallas geotécnicas o protecciones de concreto o cimentando los estribos a una profundidad mayor de la máxima erosión posible.

El último tipo de erosión a considerar es producto de la obstrucción de los pilares y es de tipo localizada que depende de muchos factores como la configuración de los pilares, el

ángulo de inclinación entre el flujo y el pilar, la contracción del cauce y los escombros depositados en el fondo. La Figura 8.3 muestra el comportamiento de los tipos de socavación que afecta las obras. En el Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura vial en Centroamérica, SIECA 2021, numeral 6.6 se presenta la metodología para la socavación, donde se describen los tipos de Socavación, los factores que influyen en ésta y la metodología para el cálculo.

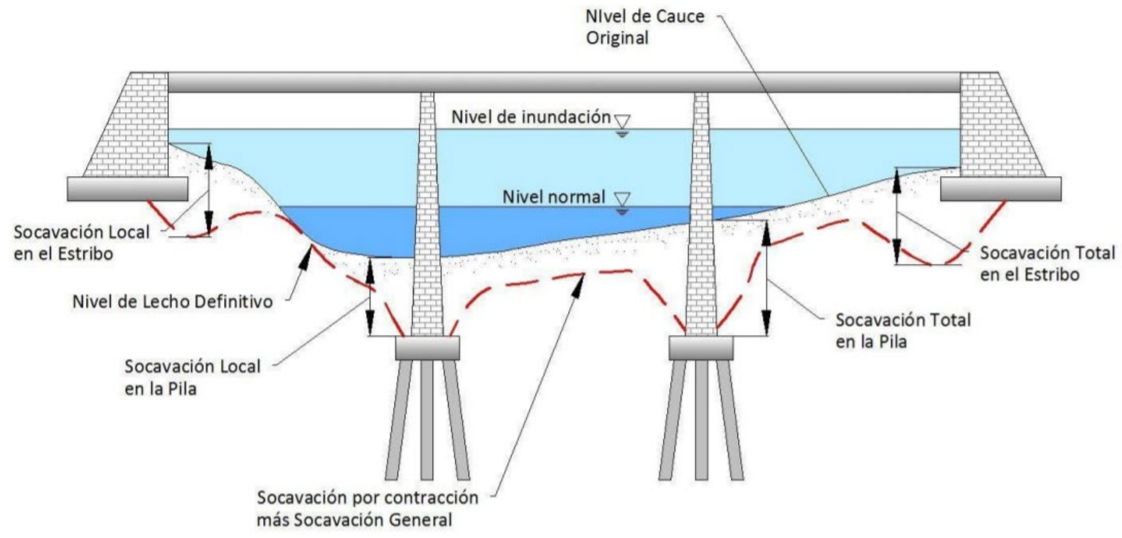


Figura 8.3 Tipos de socavación en puentes.
Fuente: Melville & Coleman, 2000.

8.5.2 Estribos o Bastiones

Los estribos sirven de apoyo a la superestructura del puente y debe ser capaz de mantener el cauce estable y la vez contener el terraplén. Son muros de contención que según AASHTO pueden ser (Figura 8.4): estribos de gravedad, estribos en U, estribos reforzados (voladizo), estribos de semigravedad (parcialmente reforzados) o estribos de pantalla y contrafuerte. En el caso de puentes provisionales o en aquellos en que se puede dejar que el terreno caiga libremente, se puede construir los estribos con pilotes, viga cabezal y muro que contiene las tierras (estribos abiertos).

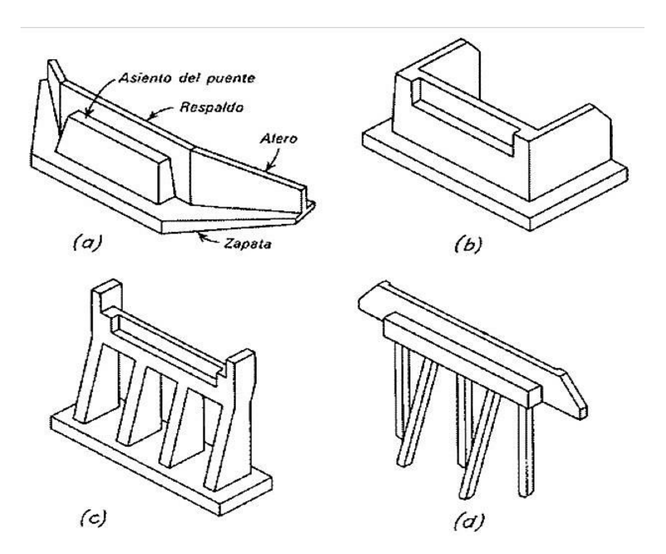


Figura 8.4 a) Estribo típico de gravedad con aleros b) Estribo en U. c) Estribo sin muro ni aleros d) Estribo de caballete con aleros cortos en cabezal.
Fuente: Barba, M. & Molina, M. 2012.

La elección del tipo de estribo se hace teniendo en cuenta varios criterios como el costo de construcción y mantenimiento, el corte y relleno del terreno, la seguridad en la construcción, la estética y la semejanza con estructuras adyacentes, entre otros. Otro elemento a tener en cuenta para definir el tipo de estribo a utilizar es su colocación en el terraplén. Los resultados del proyecto GENSAI indican lo siguiente:

- La parte inferior del estribo debe estar por debajo de "la elevación del terreno del terraplén" (Figura 8.5).
- En caso de existir un estrato rocoso, la zapata del estribo puede ubicarse sobre dicho estrato.

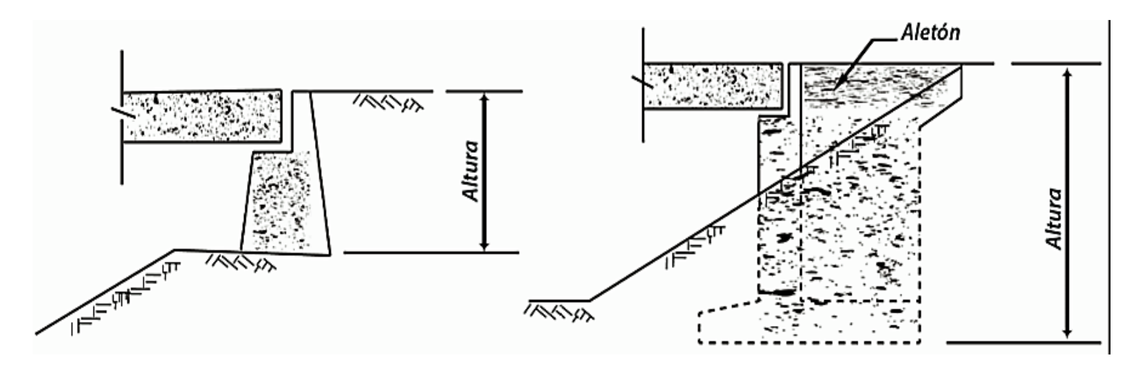


Figura 8.5 Ubicación de estribo en terraplén.
Fuente: MOPT Costa Rica, Manual de Inspección de Puentes, 2007.

El método tradicional de esfuerzos admisibles ASD puede ser usado en el diseño de estribos. La elección del método de diseño entre LRFD o ASD no influye drásticamente en los resultados de cimentaciones como en el caso de las superestructuras.

AASHTO 11.5.7, específica para el método LRFD que los estribos deben ser diseñados para los estados límites últimos (resistencia) y los estados límites de servicio

(deformaciones, fatiga, grietas, deterioros). Además, especifica dichos factores para tipos de muros y condiciones (Tabla 8.14). Las indicaciones que aplican para dicha tabla son las siguientes:

[1] Se aplica a las tensiones de adherencia unitarias últimas presuntas para el diseño preliminar solamente en el Artículo C11.9.4.2. (AASHTO).

[2] Se aplica cuando se realizan ensayos de verificación hasta una carga igual a 1,0 o más veces la carga de diseño en el anclaje.

[3] Se aplica a la máxima carga del ensayo de verificación para el anclaje. Para el acero dulce aplicar el factor de resistencia a F_y. Para el acero de alta resistencia aplicar el factor de resistencia a la resistencia a la tracción última garantizada.

[4] Se aplica a la sección transversal bruta menos el área sacrificable. En el caso de las secciones con orificios, reducir el área bruta de acuerdo con el Artículo 6.8.3 (AASHTO) y aplicar a la sección neta menos el área sacrificable.

[5] Se aplica a los refuerzos en forma de malla conectados a un elemento de revestimiento rígido, por ejemplo, un panel o bloque de concreto. Para los refuerzos en forma de malla conectados a un revestimiento flexible o que son continuos con el revestimiento utilizar el factor de resistencia correspondiente a refuerzos en forma de faja.

Tabla 8.14 Factores de Resistencia para estribos.

Tipo de muro y condición		Factor de resistencia
Muro voladizo y muros anclado		
Resistencia compresión axial de elementos verticales		Se aplica el articulo 10.5 (AASHTO)
Resistencia pasiva de los elementos verticales		0.75
Resistencia al arrancamiento de los anclajes [1]	➢ Suelos granulares no cohesivos	0.65 [1]
	➢ Suelos cohesivos	0.70 [1]
	➢ Rocas	0.50 [1]
Resistencia al arrancamiento de los anclajes [2]	➢ Cuando se realizan ensayos de verificación	1.0 [2]
Resistencia a la tracción de los tendones de anclaje	➢ Acero dulce (por ejemplo barras ASTM A 615M)	0.90 [3]
	➢ Acero de alta resistencia (por ejemplo barras ASTMA 722M)	0.80 [3]
➢ Capacidad flexionante de elementos verticales		0.90

Muros de suelo estabilizado mecánicamente, muros de gravedad y semigravedad		
Capacidad de carga	➢ Muros de gravedad y semigravedad ➢ MSE walls	0.55 0.65
Resistencia a la tracción de los refuerzos metálicos y sus conectores	Refuerzos en forma de fajas [4] ➢ Carga estática Refuerzos en forma de grilla [4] [5] ➢ Carga estática	 0.75 0.65
Resistencia a la tracción de los refuerzos geo sintéticos y sus conectores	➢ Carga estática	0.90
Muros modulares prefabricados		
Capacidad de carga		Se aplica el articulo 10.5 (AASHTO)
Deslizamiento		Se aplica el articulo 10.5 (AASHTO)
Resistencia pasiva		Se aplica el articulo 10.5 (AASHTO)

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 11, sección 11.5.7, 2020.

8.5.3 Cargas y fuerzas de presión de tierra

En caso de diseñar por LRFD, los estribos serán diseñados para los grupos de combinaciones de cargas presentadas en el capítulo 7. Si se usa el método ASD, estas cargas no serán amplificadas y se trabajarán con los esfuerzos admisibles. Las cargas a considerar en el diseño de estribos son: carga muerta, carga que generan los rellenos y la sobrecarga viva.

- Presión de tierra

  Dentro de las cargas por rellenos se consideran las fuerzas de presión de tierra activa y pasiva (ver Figura 8.6). Cada una de estas presiones corresponde a las diferentes condiciones de dirección y magnitud de del movimiento de los estribos.

  Existen muchos métodos para determinar las fuerzas de empuje activas y pasivas sobre los estribos, como Coulomb, Rankine o la de Caquot-Kerisel, cada una de ellas tiene sus ventajas y se deberá elegir la adecuada para el diseño. El método de cuñas de Coulomb puede usarse para rellenos irregulares, mientras que la teoría de Rankine y Caquot-Kerisel se usan para formas más regulares.

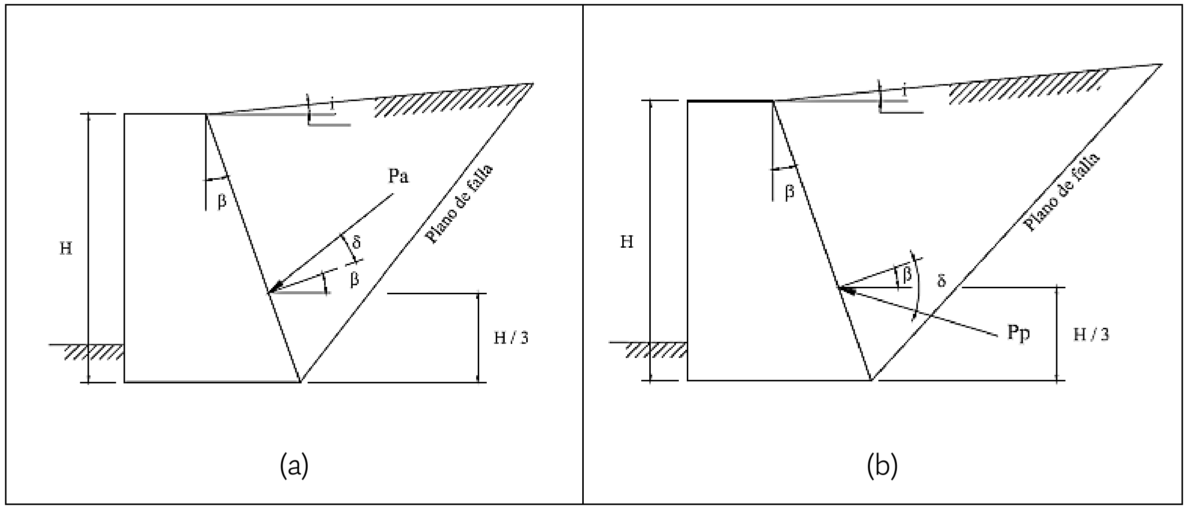


Figura 8.6 Fuerzas de presión Activa (a) y Pasiva (b).
Fuente: Manrique, E. – 2004.

- Sobrecargas vivas

La AASHTO LRFD 2020, en su Art. 3.11.6.4 menciona: "La sobrecarga viva deberá ser aplicada cuando la carga vehicular entre en contacto con la superficie del relleno y esté a una distancia igual a la mitad de la altura de la pared detrás de la cara del muro".

El diseñador deberá especificar y/o aprobar las sobrecargas vivas apropiadas en términos de una altura equivalente para sobrecarga del suelo h_{eq}, tomando en cuenta lo establecido en la Tabla 8.15, según el Artículo 3.11.6.4-1 de la AASHTO LRFD, 2020.

Tabla 8.15 Alturas equivalentes
(h_{eq}) para tráfico vehicular en estribos para tráfico perpendicular.

Altura estribo		h_{eq}	
ft	m	ft	m
5.00	1.52	4.00	1.22
10.00	3.05	3.00	0.91
≥ 20.00	≥ 6.10	2.00	0.61

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 10, sección 10.5.5.2.2-1.

8.5.4 Requerimientos de diseño

Los estribos están sujetos a varios modos de falla como por desplazamiento, capacidad portante, asentamientos y estructurales. Estos modos de falla pueden ocurrir en el suelo o en la estructura, tal como se detalla en la Figura 8.7.

- Falla por desplazamiento: ocurre cuando la presión lateral excede la capacidad de fricción de desplazamiento.
- Falla por capacidad portante: sucede cuando se excede la capacidad del suelo de fundación.
- Falla de grandes asentamientos con desplazamiento: se desarrolla en suelos arcillosos.

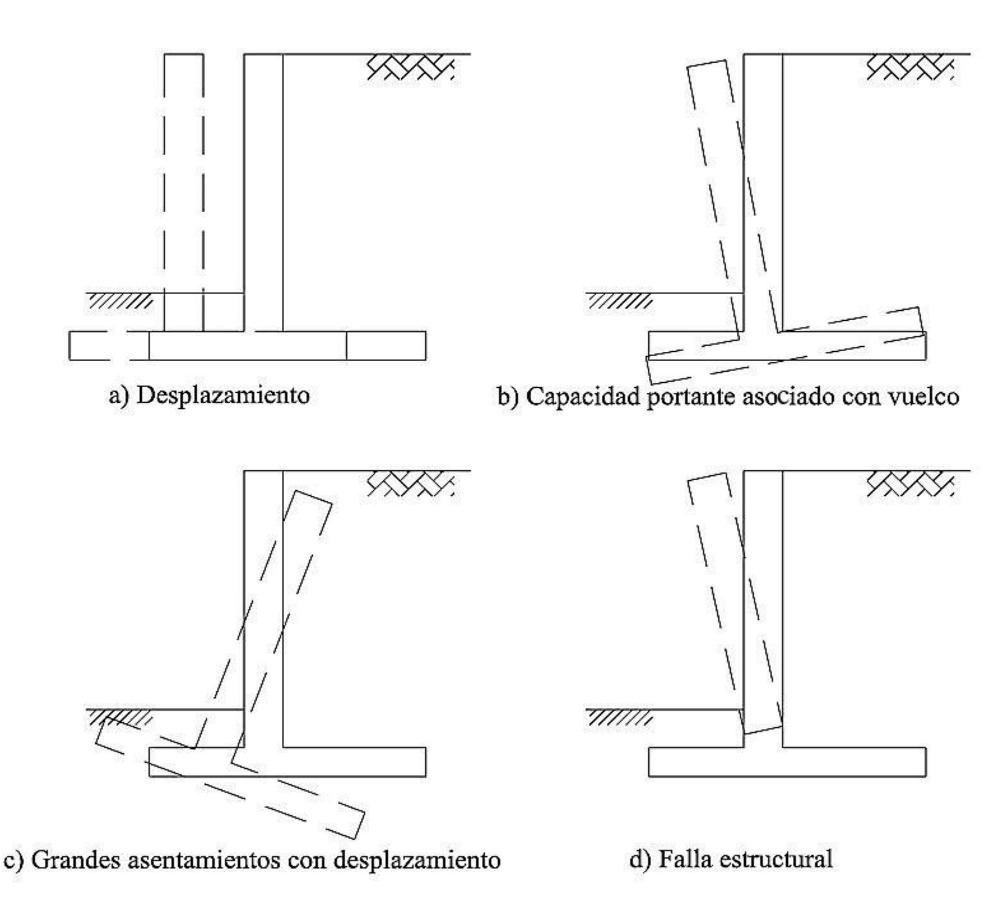


Figura 8.7 Tipos de falla de estribos.
Fuente: Manrique, E. – 2004.

8.5.5 Criterios de estabilidad

Para el diseño de estribos sobre zapatas se debe diferenciar tres tipos de estribos:

- Estribos con suelo arcilloso en el relleno o la cimentación.
- Estribos con relleno granular y cimentado en arenas o gravas.
- Estribos con relleno granular y cimentado en roca.

En la Figura 8.8 se muestran las diferentes fuerzas de tierra las que puede estar expuesta los estribos. En la Figura 8.9 se muestran las distintas distribuciones de presión según el tipo de estribo y el método de diseño.

En el diseño de estribos los criterios de estabilidad más importantes a tener en cuenta son:

- Ubicación de la resultante.
- Capacidad portante.
- Resistencia al desplazamiento.
- Asentamientos.

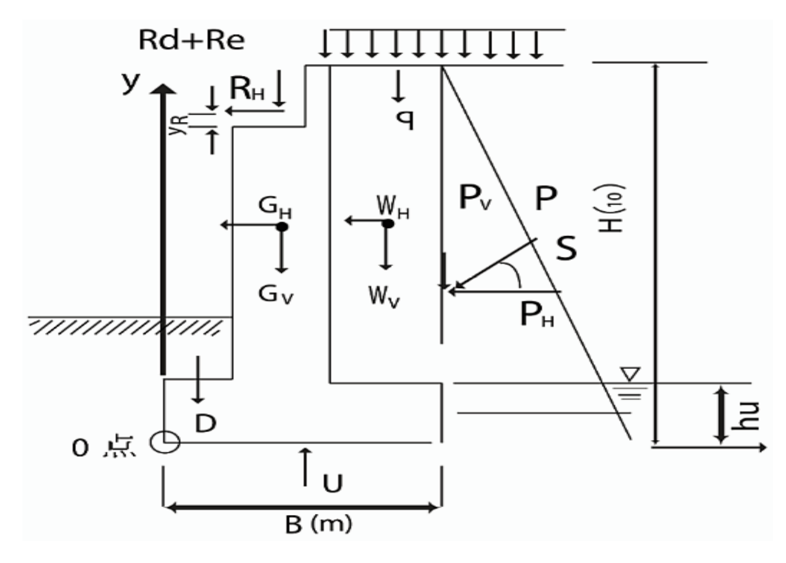


Figura 8.8 Fuerzas en estribos.
Fuente: Cortesía Proyecto GENSAI, Especificación para puentes (2017), de la Asociación de Carreteras de Japón.

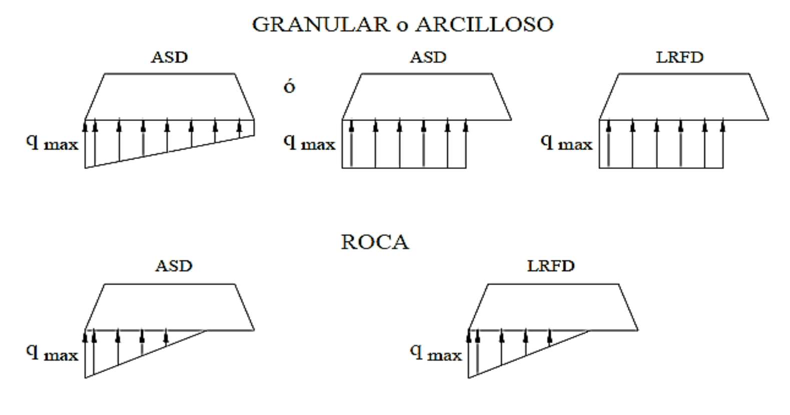


Figura 8.9 Distribución de presión del suelo.
Fuente: Manrique E, 2004.

8.5.6 Capacidad, resistencia y asentamientos

- Capacidad portante

La seguridad contra este tipo de falla es obtenida aplicando los factores de resistencia de la Tabla 8.16 que se basa en lo recomendado por LRFD (AASHTO 10.5.5.2.2-1). En el método ASD, se obtiene aplicando el factor de seguridad adecuado.

- $\Phi R_I q_{ult} \geq q_{umax}$ (cargas amplificadas) (LRFD)
- $R_I q_{ult} / FS \geq q_{max}$ (cargas no amplificadas) (ASD)

Donde:

R_I = Reducción por cargas inclinadas = $(1- H_n/V_n)^3$.

H_n = Cargas no factorizadas horizontales.

V_n = Cargas no factorizadas verticales.

q_{ult} = Capacidad portante última.

q_{max} = Presión portante máxima debido a las cargas aplicadas.

Φ = Factor de resistencia para capacidad portante.

FS = Factor de seguridad.

Tabla 8.16 Factores de resistencia para cimentaciones superficiales.

	Tipo de estado limite	Factor de resistencia Φ
Capacidad Portante Φ_b	Método racional en arcillas	0.50
	Método racional en arenas, CPT	0.50
	Método racional en arenas, SPT	0.45
	Métodos semi empíricos, todos los suelos	0.45
	Cimentación en roca	0.45
	Prueba de placa de carga	0.55
Deslizamiento Φ_s	Concreto prefabricado colocado en arena	0.90
	Concreto colado en sitio sobre arena	0.80
	Suelo sobre suelo	0.90
	Componente pasivo del suelo	0.50

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 10, sección 10.5.5.2.2-1, 2020.

- Resistencia al desplazamiento

La estabilidad contra el desplazamiento puede ser establecida como:

$\Phi_s F_{ru} \geq \sum \quad \gamma i \ Phi$ (Cargas amplificadas) (LRFD)

$Fr/FS \ \geq \sum \quad Phi$ (Cargas no amplificadas) (ASD)

Donde:

Fru = Nutan δ_b +c_aB_e

Nu = Resultante vertical amplificada.

δ_b = Ángulo de fricción entre la base y el suelo.

c_a = Cohesión.

B_e = Longitud efectiva de la base en compresión.

γi = Factor de carga i.

Phi = Fuerza de tierra horizontal causante de deslizamiento.

La presión de tierras pasiva delante del muro de retención puede ser incluida en la resistencia al deslizamiento si se está completamente seguro de su existencia permanente (debajo de losas o pavimentos). Sin embargo, sería conveniente ignorar la presión pasiva debido a que la falla al deslizamiento puede ocurrir antes de desarrollarse la fuerza de presión de tierras pasiva.

- Asentamientos tolerables

Para suelos de arcilla y los granulares se debe verificar que la estructura no sobrepase los asentamientos máximos tolerables según las especificaciones dictaminadas por el especialista del proyecto.

8.6 Subestructuras – Pilas

Las pilas, también denominados como pilares, son los apoyos intermedios de la superestructura del puente. Además, al igual que en los estribos, estas estructuras deben ser capaces de soportar el empuje de los rellenos, la presión del agua, fuerzas de sismo y las fuerzas de viento. Estas cargas actúan tanto en el sentido longitudinal como en el transversal.

Existen muchos tipos de pilas, los hay incluso huecos para aumentar la rigidez del elemento. Desde el punto de vista del material pueden ser de mampostería, concreto ciclópeo, concreto reforzado o concreto presforzado. Además, deben tener formas aerodinámicas en caso de encontrase sumergidos. De esta manera se evita la socavación y la formación de vórtices. En caso que la dirección del flujo sea incierta o pueda variar se recomienda usar pilas circulares. Los de mampostería y concreto ciclópeo se usan para estructuras de poca altura en terrenos resistentes. Mientras que los de concreto armado y presforzado son comunes para alturas mayores. Los componentes de las pilas, como se observan en la figura 8.10, son la base, el cuerpo o fuste y la corona o remate, y en la Figura 8.11 se presentan algunas secciones transversales más comunes.

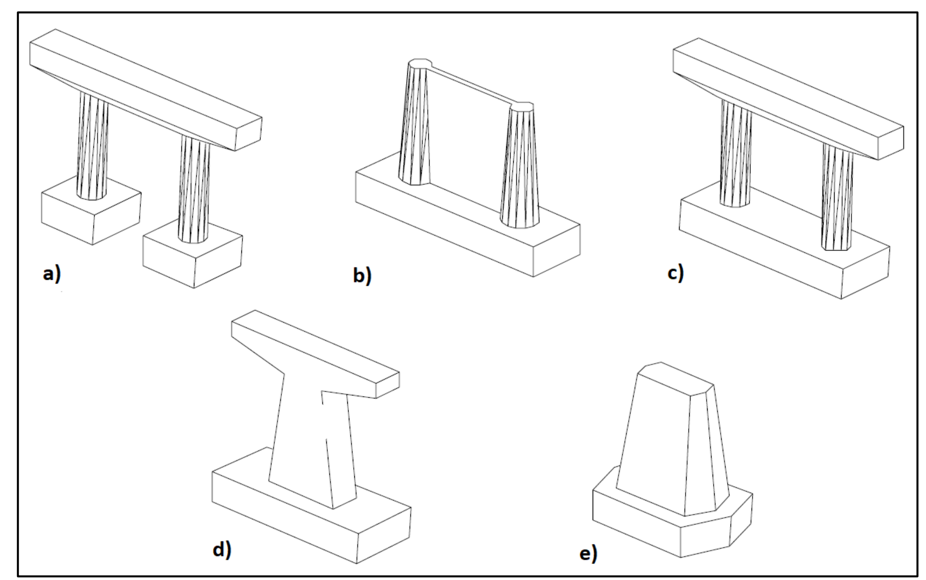


Figura 8.10 Tipos de pilas. a) Pórtico abierto con viga cabezal, b) Con diafragma, c) Pórtico cerrado con viga cabezal, d) Con viga en voladizo, e) Sólidos.
Fuente: Manrique, E. – 2004.

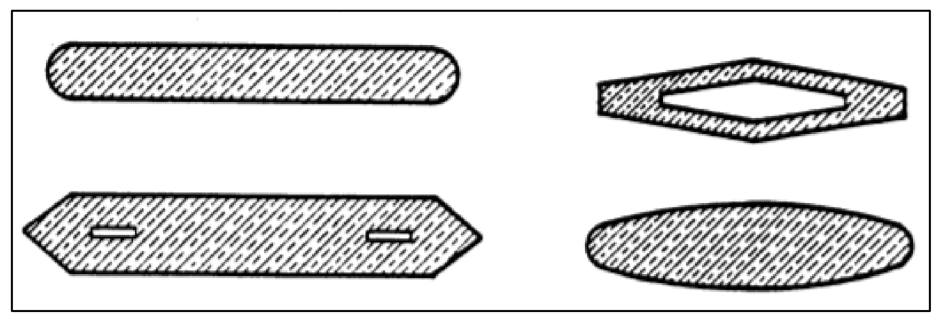


Figura 8.11 Secciones transversal típicas de pilas para ríos.
Fuente: Wang, J. 2000.

8.6.1 Criterios de diseño

AASHTO LRFD 2020 en el Artículo 11.7.1 establece que estas estructuras deben ser diseñadas para transmitir las cargas en la superestructura y las cargas sobre sí mismo hacia las fundaciones, por lo que deben cumplir los estados límites últimos (resistencia) y los estados límites de servicio (deformaciones, fatiga, grietas, deterioros). Comúnmente, las pilas se comportan como columnas sujetas a cargas axiales y a momentos en las dos direcciones. Sin embargo, estas condiciones podrían variar dependiendo de las características particulares de cada proyecto.

Para las cimentaciones se podrá elegir entre el método LRFD y el ASD. En el diseño se podrá seguir las mismas recomendaciones que se dieron para estribos, siempre y cuando sean aplicables. Para el análisis de la presión del agua se deben considerar las hipótesis de nivel máximo y mínimo de agua. De igual forma, se debe hacer el análisis de cargas de viento, la superestructura y las subestructuras en los sentidos longitudinal y transversal.

El proyecto GENSAI recomienda utilizar el nivel máximo de agua (N.A.A) para condiciones normales y el nivel de agua medio (N.A.M) para condiciones sísmicas. Además, recomienda reducir el peso unitario del volumen de agua del peso unitario del volumen de la estructura y el suelo por debajo de N.A.A y N.A.M para considerar la flotabilidad al calcular la fuerza de acción. Según la disposición de pilas los niveles de agua medio y máximo pueden cambiar como se muestran en la Figura 8.12 a la Figura 8.14.

Para el análisis de la carga viva se deben analizar varias posibilidades de manera que se obtengan los casos más desfavorables, tanto en el sentido longitudinal como en el transversal.

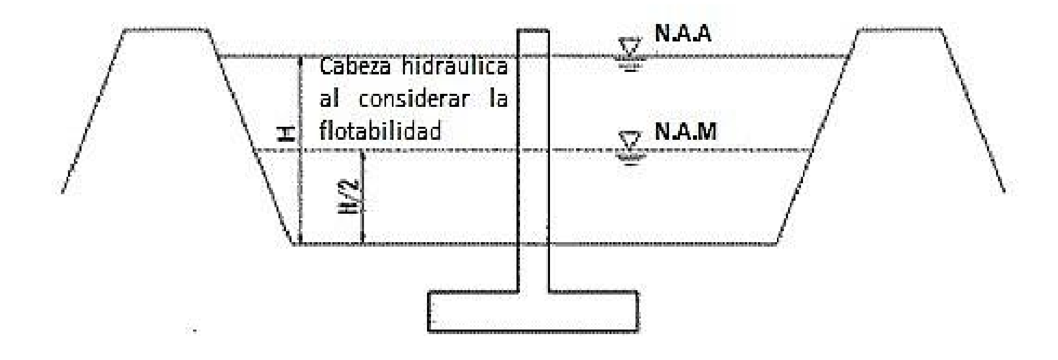


Figura 8.12 Niveles de agua en sección única.
Fuente: Cortesía Proyecto GENSAI, Especificación para puentes (2017), de la Asociación de Carreteras de Japón.

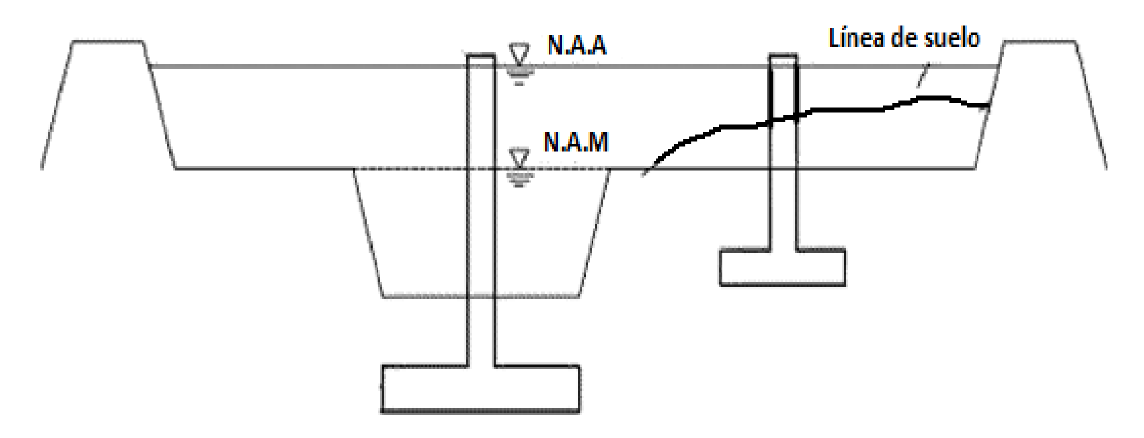


Figura 8.13 Niveles de agua en sección multinivel 1.
Fuente: Cortesía Proyecto GENSAI, Especificación para puentes (2017), de la Asociación de Carreteras de Japón.

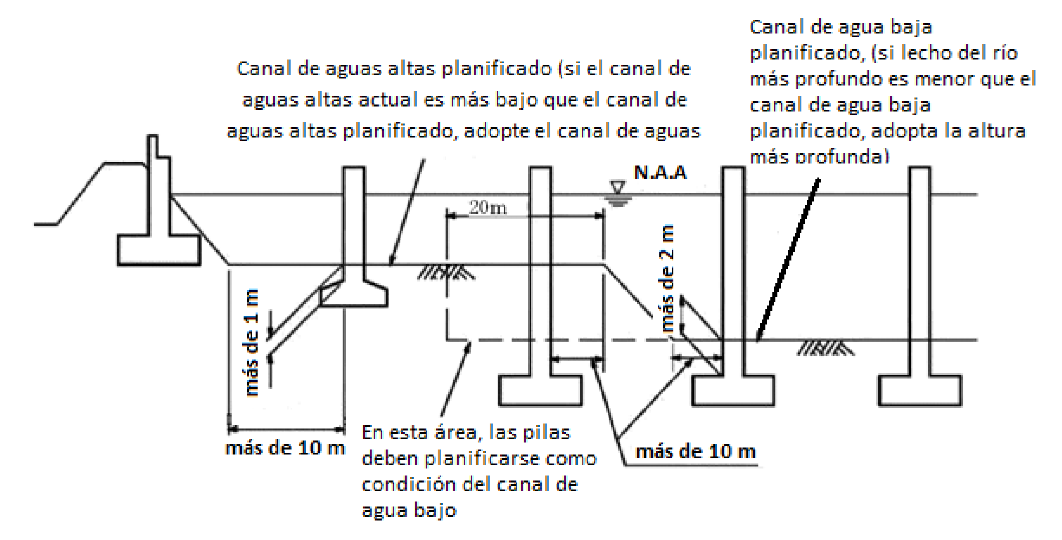


Figura 8.14 Niveles de agua en sección multinivel 2.
Fuente: Cortesía Proyecto GENSAI, Especificación para puentes (2017), de la Asociación de Carreteras de Japón.

8.6.2 Pre-dimensionamiento

Para pilas de mampostería, la dimensión de la corona está determinada por la distancia entre las vigas exteriores, los apoyos y la altura de las vigas. Usualmente, la corona sobresale 0.5 ft (0.15m) del cuerpo o fuste con una pendiente de 1:10 a 1:20. En alturas pequeñas la pila puede ser totalmente vertical.

Los pilares de concreto reforzado o presforzado tienen formas más variadas. Las más comunes son en forma de pórtico y con viga en voladizo, con secciones rectangulares o circulares. La viga cabezal se determina por la distancia de las vigas exteriores. Una forma para determinar el número de pilas es la recomendada por el proyecto GENSAI, la cual se basa en la "Tasa de inhibición del tramo de río" la cual se define como un porcentaje de inhibición del área de la sección transversal de un río en base a la relación entre el ancho total del pilar y el ancho del río (Figura 8.15). La tasa recomendada debe ser inferior al 5%, y en ningún caso exceder del 8%.

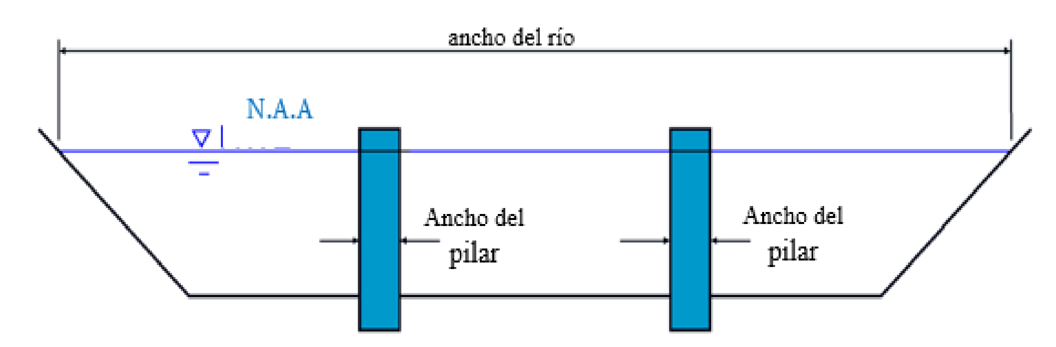


Figura 8.15 Relación ancho del río versus ancho del pilar.
Fuente: Cortesía de Proyecto GENSAI, Especificación para puentes (2017), de la Asociación de Carreteras de Japón.

8.6.3 Pilas tipo columnas y tipo muro

8.6.3.1 Requisitos de pilas tipo columnas

Los apoyos verticales serán considerados como columnas si la relación de altura libre a la mayor dimensión en el plano no es menor que 2.5. Para una columna de sección variable la dimensión máxima en el plano será la dimensión mínima de la columna. Caso contrario, los soportes serán considerados como pilas tipo muro. También, se debe tener en cuenta que un mismo elemento puede ser diseñado como pilar tipo muro en su dirección más fuerte y como columna en su dirección más débil.

a) Refuerzo longitudinal.

Conforme a AASHTO 5.11.4.1.1, el área de refuerzo longitudinal no será menor de 0.01, ni mayor de 0.04 veces el área bruta de la sección (Ag).

b) Resistencia a la flexión.

AASHTO 5.11.4.1.2 especifica que la resistencia biaxial de las columnas no será menor que la requerida por flexión según el artículo 3.10.9.4. En el análisis de sismo se deben considerar dos casos de combinaciones que resultan de las fuerzas de sismo en dos direcciones perpendiculares.

Los dos casos son expresados por AASHTO de la siguiente manera:

Caso 1: $1.0\ F_L + 0.3\ F_T$

Caso 2: $0.3\ F_L + 1.0\ F_T$

FL = Es la fuerza en la dirección longitudinal del puente.

FT = Es la fuerza en la dirección transversal al puente.

En el estado límite de un evento extremo, los factores de resistencia (ϕ) serán remplazados por el valor de 0.90 cuando el evento extremo de carga axial para columna exceda 0.20f'cAg.

c) Refuerzo transversal y de corte en columnas.

AASHTO 5.11.4.1.3 define las siguientes disposiciones que se aplican en las regiones extremas superior e inferior de las columnas y pilas.

- En las regiones extremas *Vc* (resistencia nominal al corte) será 0.0 a menos que la fuerza axial de compresión exceda 0.10f'cAg.
- La región extrema para columnas será la mayor longitud de:
  - La máxima dimensión de la sección transversal de la columna.
  - 1/6 de la altura de la columna.
  - 18 in (450 mm).
- La región extrema para pilas será tomada como la parte extrema superior, la cual será como lo especificado para columnas. La región extrema inferior será desde 3

veces el diámetro del pilar debajo del punto calculado de momento máximo a un diámetro del pilar, pero no menor de 18 in (450) mm, encima de la línea de tierra.

El espaciamiento no excederá ya sean los 18 in (450 mm) o un cuarto de la dimensión mínima del elemento.

8.6.3.2 Requerimientos para pilares tipo muro

AASHTO 5.11.4.2 establece que los requerimientos tipo muro se aplican a la dirección más rígida del pilar. Si el pilar no es diseñado como columna en la dirección más débil, entonces las limitaciones de resistencia al corte serán aplicables.

El porcentaje de refuerzo mínimo, tanto horizontal ρh, como vertical ρv en cualquier pila no será menor de 0.0025. El porcentaje de refuerzo vertical no será menor que el porcentaje de refuerzo horizontal. El espaciamiento máximo tanto horizontal como vertical no excederá 18 in (450 mm). El refuerzo requerido por corte será continuo y se distribuirá uniformemente. La resistencia al corte, Vr en la columna, será tomado como el menor de:

(US) (SI) (8.13)

$$V_r = 0.253\lambda\sqrt{f_c'}bd \qquad V_r = 0.66\lambda\sqrt{f_c'}bd$$

$$V_r = \emptyset V_n \tag{8.14}$$

$$V_n = \left[0.063\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_h f_y\right]bd \qquad V_n = \left[0.165\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_h f_y\right]bd \tag{8.15}$$

Capas de refuerzo horizontal y vertical deberán colocarse en cada cara de las pilas. El refuerzo transversal puede ser de estribos simples o sobrepuestos.

- Espaciamiento del refuerzo transversal de confinamiento.

  El refuerzo transversal para confinamiento deberá ser en la parte superior e inferior de la columna, en una longitud no menor:

  - La mayor dimensión de la columna.
  - Un sexto de la altura libre de la columna.
  - 18 in (450 mm).
  - Extendida en las conexiones inferior y superior.
  - Provista dentro de los pilares en una longitud que se extienda 3 veces la máxima dimensión de la sección transversal o 18 in (450 mm), por encima de la línea de tierra.

- Espaciadas no más de un cuarto de la dimensión mínima del elemento, 6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal o 6 in (150 mm) centro a centro.

8.7 Requerimientos para cimentaciones

Dentro de las cimentaciones se distinguen dos tipos: las superficiales y las profundas. Las primeras, se realizan empleando zapatas y losas de cimentación, mientras que las segundas pueden ser mediante pilotes o pantallas. Su aplicabilidad en pilas del puente y de los estribos en caso de ser necesarios, se da mediante una serie de datos básicos fáciles de estimar o tomar del proyecto constructivo.

8.7.1 Cimentaciones superficiales

Se enumeran los distintos requerimientos a cumplir en el diseño de zapatas según AASHTO LRFD Bridge Design Specifications apartados del artículo 10.6:

a) De conformidad a AASHTO 10.6.2.1, el diseño de las zapatas, en el estado límite de servicio, debe evaluar sus desplazamientos laterales, sus asentamientos diferenciales y totales, incluyendo también la estabilidad total. La estabilidad total de una zapata será evaluada cuando una o más de las siguientes condiciones:

    - Si hay cargas horizontales o inclinadas.
    - Si la fundación está cimentada sobre un terraplén.
    - Si la zapata está localizada sobre, cerca o dentro de un talud.
    - Si existe la posibilidad de pérdida de apoyo de la fundación debido a erosión o socavación.
    - Si los estratos portantes tienen una inclinación significativa.

b) La profundidad de colocación sigue las indicaciones de AASHTO 10.6.1.2. Donde exista el potencial de erosión o socavamiento, las zapatas deberán ubicarse para soportar por debajo de la profundidad máxima anticipada de socavación.

c) Las zapatas que soportan columnas o pilares no rectangulares serán diseñadas con la hipótesis que las columnas o pilares actúan como elementos cuadrados de área equivalente para la ubicación de secciones críticas de momento, corte y anclaje del refuerzo.

d) Las cimentaciones serán diseñadas considerando el nivel freático mayor esperado, evaluándose su influencia en los suelos.

e) En casos de levantamiento será evaluada su resistencia estructural y su resistencia al levantamiento.

f) Para el análisis de estabilidad y asentamientos de cimentaciones se utilizarán las propiedades del suelo y/o roca, calculadas a partir de ensayos de campo y/o laboratorio. Valores referenciales podrán ser empleados solamente en el estado límite de servicio.

8.7.2 Cimentaciones profundas

En general los pilotes se pueden dividir en tres clases: a) pilotes hincados (desplazantes) los cuales se introducen en el terreno mediante golpes de martillo, son generalmente de concreto o metálicos; b) pilotes perforados (no desplazados) para los cuales se perfora el terreno extrayendo el material con equipos adecuados hasta que la perforación alcance la longitud requerida, luego se pone la armadura en el pozo perforado y se vacía el concreto; y c) micropilotes.

El Proyecto GENSAI recomienda una metodología a partir de la cual se permite obtener un método de pilotes a utilizar (Figura 8.16) según las características del sitio, como se muestra en la Tabla 8.17.

Tabla 8.17 Selección de método de los pilotes.

Tipo de las obras				Hincado de pilotes			Método de excavación interna								Pilote in situ			
					Pilotes de acero		Pilotes de PHC/SC			Pilotes de acero								
Condición de aplicación				Pilotes de PHC・SC	Método de golpeo	Método de Martillo librado	Método de golpe final	Método de proyección y mezcla	Método de colocación de concreto	Método de golpe final	Método de proyección y mezcla	Método de colocación de concreto	Pilotes de acero con suelo cemento	Método de Pre-perforación	Extracción con entubación recuperable	Método inverso	Método de Barrena de tierra	Método de penetración rotacional
Condición de suelo	Condición hasta estrato de cimentación	Existe suelo brando cerca de superficie o el estrato intermedio		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	╳	○	○	○
		Existe suelo duro en el estrato intermedio		△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	╳	○
		Existe grava en el estrato intermedio	Tamaño de grava; Hasta 50mm	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			Tamaño de grava;50 ~ 100mm	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	╳	○	○
			Tamaño de grava;100 ~ 500mm	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	△	╳	╳	╳
		Existe suelo que se provoca licuefacción		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Condición de estrato de	Profundidad	Hasta 5m	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳
			5 ~ 15mm	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○
			15 ~ 25mm	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

			25 ~ 40mm	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○
			40 ~ 60mm	△	○	○	△	△	△	○	○	○	○	○	△	○	╳	○
			60m y más	╳	△	△	╳	╳	╳	╳	╳	╳	△	△	╳	△	╳	○
		Estructura geológica	Arena, Grava(30≦N)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			Arcilla(20≦N)	○	○	○	○	△	╳	○	△	╳	△	△	○	○	○	△
			Roca branda	╳	○	△	○	△	╳	○	△	╳	△	△	○	○	○	△
			Roca dura	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	△	△	△	╳
		Existe una posibilidad que las posiciones de cimentaciones no tengan la misma profundidad, como pendiente es grande, superficie de estrato es desnivelado.		△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○
	Situación de nivel freático	Existe agua subterránea en la cerca de superficie de tierra		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	○
		Existe la cantidad extremadamente de agua en el manantial		○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	○
		Acuífero confinado a 2m o más de la superficie de tierra		○	○	○	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	○
		3m/min o más de corriente de velocidad del agua subterránea		○	○	○	○	╳	╳	○	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	○
Forma de su función		Pilotes de columna		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		Pilotes de fricción		○	○	○	╳	╳	╳	╳	╳	╳	○	╳	○	○	○	╳
Condición de las obras	Obras de superficie de agua	5m o menos de profundidad de agua		○	○	○	△	△	△	△	△	△	╳	╳	╳	╳	╳	○
		5m o más de profundidad de agua		△	○	○	△	△	△	△	△	△	╳	╳	╳	╳	╳	○
	Espacio estrecho en área de trabajo			△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	Las obras de pilotes inclinados			○	○	○	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	╳	○
	Afectación de gas tóxico			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Ambiente alrededor de las obras	Medida de vibración y ruido		╳	╳	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○
		Impacto en estructuras adyacente		╳	△	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○

Fuente: Cortesía Proyecto GENSAI, Especificación para puentes (2017), de la Asociación de Carreteras de Japón.

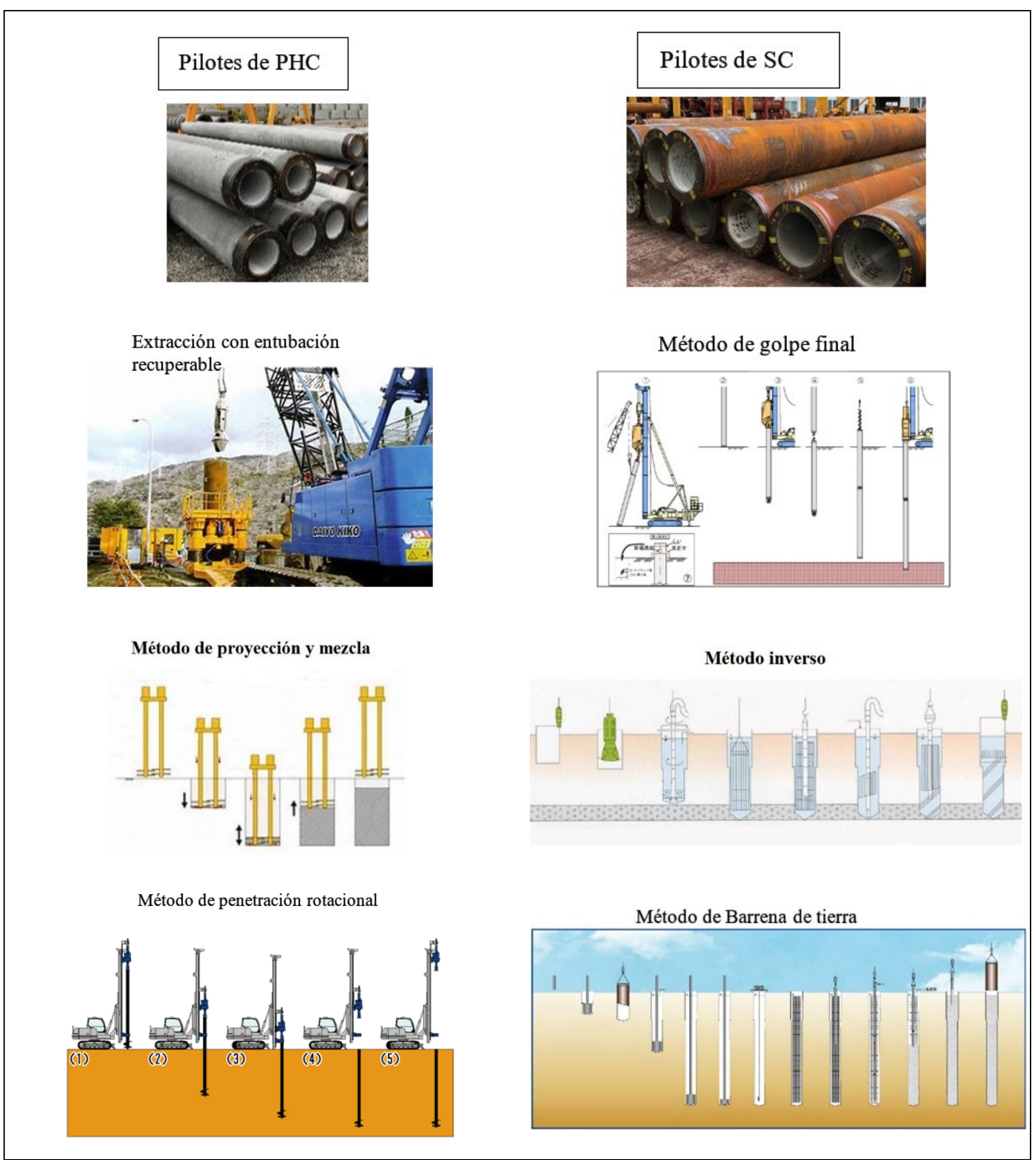


Figura 8.16 Métodos de instalación de pilotes.
Fuente: Cortesía de Proyecto GENSAI, Especificación para puentes (2017), de la Asociación de Carreteras de Japón.

8.7.2.1 Pilotes hincados

a) Uso, establecido en AASHTO 10.7.1.1: El pilotaje será considerado en caso que las zapatas cimentadas sobre roca, suelo granular o cohesivo rígido sean costosas. Los pilotes pueden ser usados como medio de protección de zapatas contra la socavación, licuefacción, donde exista un alto potencial de erosión. También en áreas reducidas en que no se pueda construir zapatas amplias, así mismo en terrenos contaminados con

materiales que son perjudiciales para las cimentaciones poco profundas. Se considerará el uso de pilotes en terrenos en que se prevea un indeseable asentamiento de zapatas convencionales.

b) Separación definida en AASHTO 10.7.1.2: Los espaciamientos entre centros de pilotes no serán menores que 2.5 ft (0.75 m) o 2.5 veces el diámetro del pilote, el mayor entre los dos valores.

- La distancia entre la cara de un pilote y el lado más cercano de la zapata será mayor que 0.74 ft (0.225 m).
- Los pilotes deberán estar 1 ft (0.30 m) dentro de la zapata, luego de haber removido todo el material dañado en el pilote durante el hincado.
- Si la unión del pilote con la zapata está dada mediante barras, el pilote puede estar por lo menos 0.5 ft (0.15 m) dentro de la zapata. En caso de vigas de concreto armado usados como cabezales soportados por pilotes, el recubrimiento lateral de los pilotes será mayor que 0.5 ft (0.15 m), más un recubrimiento adicional para considerar desalineamientos laterales en el pilote; además, los pilotes quedarán por lo menos 0.5 ft (0.15 m) dentro del cabezal.

c) Profundidad de los Pilotes: La profundidad del hincado será determinada en base a la resistencia del pilote a las cargas verticales y laterales, así como a los desplazamientos esperados tanto del pilote como del suelo. A menos que se llegue al rechazo, la profundidad mínima será:

- En suelos cohesivos rígidos y granulares compactos: 10 ft (3 m).
- En suelos cohesivos blandos y granulares sueltos: 20 ft (6 m).

Los pilotes inclinados serán colocados a una profundidad no menor que un tercio de su longitud libre, excepto en casos de rechazo. En casos de suelos blandos o sueltos sobre estratos firmes o duros, el pilotaje deberá penetrar el estrato firme para limitar el movimiento del pilote y proporcionar una capacidad portante adecuada.

d) El pilote debe ser diseñado para capacidad portante, resistencia estructural y capacidad de soportar asentamientos y desplazamientos laterales tolerables. El diseño estará dirigido a:

- La diferencia entre la resistencia de un pilote simple y de un grupo de pilotes.
- Interacción del grupo de pilotes.
- Estimación de la cantidad de pilotes, cuya penetración requerida reúna la resistencia nominal axial y otros requisitos de diseño.
- Capacidad del estrato de suelo para soportar la carga del grupo de pilotes.
- Mínima penetración necesaria para satisfacer los requerimientos causados por el levantamiento, socavación, fricción negativa, asentamiento, licuefacción, cargas laterales y aspectos sísmicos.
- Deflexión de la fundación para conocer el recorrido establecido y relacionado al criterio de desempeño estructural.
- Resistencia estructural nominal de la cimentación con pilotes.

- Verificación de la manejabilidad de los pilotes para confirmar que los esfuerzos en el hincado son aceptables y el conteo de golpes puede ser logrado con un sistema de hincado disponible.
- Durabilidad, a largo plazo, de los pilotes en servicio, esto es a la corrosión y deterioro.
- Efectos del hincado sobre las estructuras adyacentes.

e) Pilotes prefabricados de Concreto Armado (AASHTO 5.14.4.3): Los pilotes prefabricados de concreto armado pueden ser de sección uniforme o en disminución (ahusada). No se deberán utilizar pilotes tipo ahusados para la construcción de pilares, excepto para la porción del pilote que se encuentra por debajo de la rasante, ni en cualquier ubicación en la cual los pilotes han de actuar como columnas.

Si los pilotes de concreto no están expuestos a la acción del agua salada, el área de la sección transversal de estos, medida encima del ahusamiento, no deberá ser menor que 140 in^2 (900 cm^2). El área de la sección transversal de los pilotes de concreto utilizados en agua salada no debe ser menor que 220 in^2 (1,420 cm^2). Las esquinas de las secciones rectangulares deberán ser con corte o rebaje en las aristas (achaflanadas). Se recomienda utilizar dichos cortes de 1.0 in (25 mm).

El diámetro de los pilotes medido a 2.0 ft (600 mm) de la punta no deberá ser menor que 8.0 in (2400 mm); cualquiera sea la sección transversal de un pilote, el diámetro se deberá considerar como la menor dimensión que atraviesa el centro de la sección transversal.

La armadura longitudinal deberá contar de barras distribuidas uniformemente alrededor del perímetro del pilote. El área de la armadura no deberá ser menor que 1.5 por ciento del área bruta de la sección transversal de concreto. La armadura longitudinal debe estar encerrada por armadura en espiral o estribos de columna equivalentes en toda su longitud.

f) Pilotes Prefabricados de Concreto Pretensado (AASHTO 5.12.9.4): Los pilotes de concreto pretensado pueden ser de sección octogonal, cuadrada o circular, y deberán satisfacer las dimensiones mínimas especificadas para los pilotes prefabricados de concreto armado. pueden ser de sección maciza o hueca. Para los de sección hueca se recomiendan implementar medidas de precaución, tales como venteos, para impedir su rotura por la presión hidrostática interna durante el hincado o la presión gaseosa debida a la descomposición del material utilizado para crear el vacío. El espesor de pared de los pilotes cilíndricos no deberá ser menor que 5.0 in (1,250 mm). La resistencia a la compresión del pilote en el momento de su hincado no deberá ser menor que 5.0 ksi (34 MPa).

A menos que se especifique de manera diferente por el especialista, los cables de pretensado se deben separar y tesar de manera de lograr una compresión uniforme en la sección transversal del pilote luego de las pérdidas no menor que 0.7 ksi (4.7 MPa). Para los pilotes de sección no circular, en lugar del "diámetro" se debería utilizar la

menor de las dimensiones de la sección transversal. La totalidad de la longitud de los cables de pretensado deberá estar encerrada por armadura en espiral.

8.7.2.2 Pilotes colados in situ

Sólo se podrán utilizar pilotes de concreto, vaciados en orificios perforados cuando las condiciones del suelo lo permitan. Pueden ser de sección uniforme, o pueden ser ahusados en cualquiera de sus porciones si son colados dentro de camisas, o pueden ser de fondo acampanado si son colados en orificios o pozos perforados.

El área en la cabeza del pilote deberá ser como mínimo 100 in^2 (645 cm^2). El área de la sección transversal en la punta del pilote deberá ser de al menos 50 in^2 (320 cm^2). Para las prolongaciones del pilote por encima de la cabeza, el tamaño mínimo deberá ser como se especifica en pilotes prefabricados.

El área de la armadura longitudinal no deberá ser menor que 0.8 por ciento de Ag, con armadura en espiral no menor que W 3.9 con un paso de 6.0 in. (150 mm). La armadura se recomienda prolongar 10.0 ft (3 m) por debajo del plano en el cual el suelo provee una restricción lateral adecuada.

Las camisas de más de 0.12 in (3 mm) de espesor se pueden considerar parte de la armadura. En los ambientes corrosivos, al determinar la resistencia se deberá restar como mínimo 0.06 in (1.5 mm) del espesor de la camisa.

Para el pilotaje de concreto vaciado en sitio, la distancia libre entre las barras de la armadura paralela longitudinal y paralela transversal no será menor que cinco veces el tamaño del lado máximo del agregado o 5.0 in (125 mm), excepto para requisitos sísmicos.

En zona sísmica 2, se recomienda armadura longitudinal en el extremo superior del pilote en una longitud no menor que un tercio de la longitud del pilote o 8.0 ft (2,400 mm), con una cuantía mínima de 0.005 provista por al menos cuatro barras. Se deberá proveer armadura en espiral o estribos equivalentes como mínimo igual a barras N° 3 con un paso no mayor que 9.0 in, excepto que el paso no deberá ser mayor que 4.0 in (225 mm) en una longitud no menor que 2.0 ft (60 cm) ó 1.5 diámetros de pilote por debajo de la armadura del cabezal, el que sea mayor.

Para zonas sísmicas 3 y 4, se deberá proveer armadura longitudinal en la totalidad de la longitud del pilote. En los dos tercios superiores del pilote, la cuantía de armadura longitudinal, provista por no menos de cuatro barras, no debe ser menor que 0.75 por ciento. Para pilotes menores que 24.0 in. (600 mm) de diámetro Se deberá disponer armadura en espiral o estribos equivalentes como mínimo de barras N° 3 con un paso o separación de 9.0 in (225 mm), excepto que el paso no exceda 4.0 in (100 mm) dentro de una longitud de 4.0 ft (1,200 mm) por debajo del cabezal de los pilotes.

Debido a que la zonificación sísmica de 1 a 4 que AASHTO presenta corresponde a Estados Unidos, mientras que en Centroamérica cada país posee distintas formas de representar dicha zonificación sísmica. Por lo cual AASHTO 3.10.6 establece que cada puente debe clasificarse dentro de las zonas sísmicas de 1 a 4 según la Tabla 8.18. Para ello se debe establecer el valor del coeficiente de aceleración, S_{D1}, que corresponde al

coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal en un período de 0,1 s modificados por el factor de sitio de período largo.

Tabla 8.18 Zonas sísmicas AASHTO.

Coeficiente de Aceleración, S_{D1}	Zona Sísmica
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 3, sección 3.10.6-1, 2020.

8.8 Apoyos y juntas

De conformidad a AASHTO 14.6.1, los apoyos pueden ser fijos o móviles según se requieran para el diseño del puente. Los apoyos móviles pueden contar con guías para controlar la dirección de la traslación, y serán diseñados para resistir todas las cargas apropiadas y restringir las traslaciones no adecuadas.

A menos que se indique lo contrario, el factor de resistencia para los apoyos, φ, se tomará como 1.0. Los apoyos sujetos a fuerzas de levantamiento en cualquier estado límite serán asegurados con tirantes o anclajes. La magnitud y dirección de los movimientos y cargas a ser usadas en el diseño de los apoyos serán definidas por el especialista.

Las combinaciones de diferentes tipos de apoyos fijos o móviles no serán usadas en la misma junta de expansión, mismo cabezal, o pilar a no ser que los efectos de las diferentes deflexiones y características de la rotación sobre los apoyos y la estructura sean tomados en cuenta en el diseño.

Todos los apoyos serán calculados para los elementos componentes, resistencia de uniones y estabilidad. Cuando dos apoyos son usados para soportar una viga cajón, la reacción vertical será evaluada en la consideración de un torque resistiendo por el par de apoyos.

8.8.1 Sistemas y tipos de apoyos

Los apoyos escogidos para una aplicación particular tendrán las cargas adecuadas y la capacidad de movimiento. La Tabla 8.19 (14.6.2-1 AASHTO) y la Figura 8.17 (14.6.2-1 AASHTO) pueden ser usadas como guía cuando se comparen sistemas de apoyos diferentes.

Tabla 8.19 Rango de aplicación de apoyos.

Tipo de apoyo	Movimiento		Rotación sobre el eje			Resistencia a cargas		
	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Vert.	Long.	Trans.	Vert.
Bloc elastomérico simple	S	S	S	S	L	L	L	L
Bloc reforzado con fibra de vidrio	S	S	S	S	L	L	L	L
Bloc reforzado con lona-algodón	U	U	U	U	U	L	L	S
Elastómeros reforzados con acero	S	S	S	S	L	L	L	S
Apoyos planos deslizantes	S	S	U	U	S	R	R	S
Apoyo curvo esférico deslizante	R	R	S	S	S	R	R	S
Apoyo curvo cilíndrico deslizante	R	R	U	S	U	R	R	S
Apoyo de disco	R	R	S	S	L	S	R	S
Apoyo de doble cilindro	R	R	S	S	U	R	R	S
Apoyo confinado en un recipiente	R	R	S	S	L	S	S	S
Balancines	S	U	U	S	U	U	R	S
Apoyo con pines de nudillos	U	U	U	S	U	S	R	S
Apoyo de rodillo simple	S	U	U	S	U	U	R	S
Apoyo de rodillos múltiples	S	U	U	U	U	U	U	S

Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 14, sección 14.6.2-1, 2020.

Donde:

S = apropiado.

U = no apropiado.

L = apropiado para aplicaciones limitadas.

R = puede ser apropiado, pero requiere consideraciones especiales o elementos adicionales como cursores o guías.

Long. = ejes longitudinales.

Trans. = ejes transversales.

Vert. = ejes verticales.

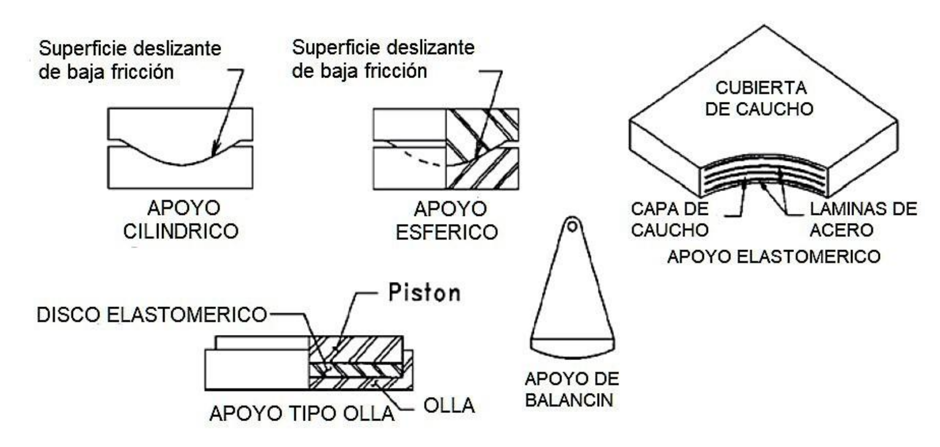


Figura 8.17 Tipos de apoyos comunes.
Fuente: AASHTO LRFD capítulo 14.6.2-1, 2020.

Dentro de los tipos de apoyos se tienen los siguientes:

- Apoyos de estructuras elásticas (tipo elastómeros): son los más simples, consiste en un bloque generalmente rectangular o circular, el cual trabaja como un material suave de transición entre la superestructura y la subestructura que permite movimientos en todas las direcciones por medio de desplazamientos y/o rotaciones elásticas. Es muy usado en puentes de luces pequeñas. Dentro de sus inconvenientes está la tendencia a abultarse, originando deslazamientos y giros verticales excesivo que pueden reducirse al reforzarlos con delgadas placas de acero.
- Apoyos de acero: consisten en dos placas que se deslizan entre sí, o en un rodillo o esfera de acero sobre otra superficie plana o curva. Si la superficie es parte de una esfera, teóricamente se obtiene un punto de contacto. Si la superficie es un cilindro se obtiene una línea de contacto. Las superficies planas son usadas para permitir desplazamientos horizontales (apoyos deslizantes), mientras que los apoyos curvos esféricos y cilíndricos permiten rotaciones multiaxiales o axiales, respectivamente. Además, existen otros apoyos como los balancines, que consisten en una superficie curva colocada sobre otra superficie.
- Apoyos de elastómeros confinados: combina las propiedades de facilidad de rotación con la transmisión de las fuerzas sobre un área definida. El apoyo consiste en un recipiente de acero, llenado con un disco de elastómero más un tope en la parte superior.
- Apoyos de disco: consiste en un disco de elastómero confinado con un mecanismo adicional para restringir parcialmente el corte. Los apoyos de disco permiten extensiones transversales elastoméricas del disco. El modelo básico de este tipo de apoyo es fijo, donde las fuerzas transversales son transmitidas por la restricción al corte que permite deformaciones y rotaciones verticales.

8.8.1.1 Criterios de Diseño.

El diseño de apoyos con carga horizontal de sismo u otros eventos extremos estará relacionado a las características de resistencia y rigidez tanto de la superestructura como

de la subestructura seleccionadas. El diseño será consistente con el sismo estimado u otros eventos extremos como respuesta del total sistema del puente.

Cuando se usan apoyos rígidos, las fuerzas horizontales del sismo u otros eventos extremos de la superestructura se asumirán como trasmitidas a través de diafragmas o marcos transversales y sus conexiones a los apoyos y luego a la subestructura sin reducción debido a la acción local de la inelasticidad a lo largo de la ruta de la carga. Sin embargo, las fuerzas pueden ser reducidas en situaciones donde los diafragmas extremos en la superestructura han sido específicamente diseñados y detallados para acción inelástica, en concordancia con las generalmente aceptadas provisiones para diafragmas extremos dúctiles.

AASHTO propone dos métodos para los apoyos elásticos (elastómeros) reforzados con acero, los cuales pueden ser diseñados usando cualquiera de los métodos referidos como Método A (AASHTO 14.7.6) y Método B (AASHTO 14.7.5). Cuando se usen las disposiciones del artículo 14.7.5 (AASHTO) el elemento deberá cumplir con los requisitos del Método B. Cuando sean las disposiciones del Artículo 14.7.6 (AASHTO) las que se usen, el elemento deberá cumplir con los requisitos del Método A.

Los esfuerzos límites asociados con el método A, dan como resultado un apoyo con baja capacidad comparado con un apoyo diseñado con el Método B. Este incremento de capacidad resultante requerirá de pruebas adicionales y control de calidad.

a) Apoyos elastoméricos reforzados con láminas de acero: Método B

El apoyo elastomérico con láminas de acero de refuerzo consiste en capas alternadas de láminas de acero y caucho adheridos juntamente. En adición a cualquier refuerzo interno los apoyos pueden tener láminas de acero adheridos tanto en la parte superior como en la parte inferior de las capas de caucho externas del paquete que constituye el apoyo.

El factor de forma de una capa de un apoyo elastomérico, S_i, será tomado como el área plana de la capa dividida por el área del perímetro libre a sobresalir.

Para apoyos rectangulares, sin agujeros, el factor de forma de una capa puede ser tomado como:

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} \quad (8.16)$$

Aplica para ambos sistemas de unidades, Sistema Inglés (US) o Sistema Internacional (SI).

Donde:

L = dimensión plana del apoyo, perpendicular a los ejes de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje longitudinal del puente) (in.) (mm).

W = dimensión plana del apoyo paralela a los ejes de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje transversal del puente) (in.) (mm).

h_{ri} = espesores de las capas de elastómeros i (in.) (mm).

Para apoyos circulares sin agujeros, el factor de forma de la capa se puede tomar como:

$$S_i = \frac{D}{4h_{ri}} \tag{8.17}$$

Aplica para ambos sistemas de unidades, Sistema Inglés (US) o Sistema Internacional (SI).

Donde:

D = diámetro de la proyección de la superficie cargada del apoyo en el plano horizontal (in), (mm).

- Deformaciones por corte

AASHTO 14.7.5.3.2 establece el desplazamiento horizontal máximo de la superestructura del puente, Δ_o, que se tomará como el 65 por ciento del rango de movimiento térmico diseñado, Δ_T calculado de acuerdo con el Artículo 3.12.2 (AASHTO).

La máxima deformación por corte del apoyo, en el estado límite de servicio, Δ_S, se tomará como Δ_o, modificación a tener en cuenta para la rigidez de la superestructura y los procedimientos de construcción. Si una superficie resbaladiza de baja fricción es instalada, Δ_S, no necesita ser mayor que la deformación correspondiente al primer deslizamiento.

El apoyo deberá cumplir:

$$h_{rt} \geq 2\Delta_S \tag{8.18}$$

Aplica para ambos sistemas de unidades, Sistema Ingles (US) o Sistema Internacional (SI).

Donde:

h_{rt} = espesor total del elastómero (in.) (mm).

Δ_S = máximo total de deformación por corte del elastómero, debido a la aplicación de la combinación de las cargas de servicio (in.) (mm).

- Combinación de compresión, rotación, y corte

Según AASHTO 14.7.5.3.3, la combinación de carga axial, rotación, y corte en el estado límite de servicio deberá satisfacer:

$$(\gamma_{a,st} + \gamma_{r,st} + \gamma_{s,st}) + 1.75(\gamma_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + \gamma_{s,cy}) \leq 5.0 \tag{8.19}$$

La componente estática de γ_a también debe cumplir:

$$\gamma_{a,st} \leq 3.0 \tag{8.20}$$

Donde:

γ_a = deformación por corte causado por carga axial

γ_r = deformación por corte causado por rotación

γ_s = deformación por corte causado por desplazamiento de corte.

Los subíndices "st" y "cy" indican cargas estáticas y cíclicas, respectivamente. Las cargas cíclicas son las inducidas por el tráfico. Todas las otras cargas se pueden considerar estáticas.

- Estabilidad de los Apoyos Elastoméricos

El artículo 14.7.5.3.4 (AASHTO) establece que los apoyos serán investigados por inestabilidad con las combinaciones de cargas en el estado límite de servicio.

Los apoyos que satisfagan 2A ≤ B, serán considerados estables, y no se necesita ninguna investigación más de estabilidad.

En la cual:

(US) (SI)

$$A = \frac{1.92\left(\frac{h_{rt}}{L}\right)}{\sqrt{1+\left(\frac{2.0L}{4.0W}\right)}} \qquad A = \frac{1.92\left(\frac{h_{rt}}{L}\right)}{\sqrt{1+\left(\frac{2.0L}{W}\right)}} \tag{8.21}$$

$$B = \frac{2.67}{(s_l + 2.0)(1 + \frac{L}{4.0W})} \qquad B = \frac{2.67}{(s_l + 2.0)(1 + \frac{L}{W})} \tag{8.22}$$

Donde:

h_{rt} = espesor total del elastómero (in) o (mm).

L = dimensión plana del apoyo, perpendicular a los ejes de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje longitudinal del puente) (in) o (mm).

S_l = factor de forma de las capas internas de un apoyo elastomérico.

W = dimensión plana del apoyo paralela a los ejes de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje transversal del puente) (in) o (mm).

- Refuerzo

El mínimo espesor del refuerzo de acero, h_s, será 0.625 in. (1.588 mm) según el artículo 14.7.5.3.5 (AASHTO)

El espesor del acero de refuerzo, h_s, deberá satisfacer:

En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y} \tag{8.23}$$

En el estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} \tag{8.24}$$

Aplican para ambos sistemas de unidades, Sistema Ingles (US) o Sistema Internacional (SI).

Donde:

ΔF_{TH} = umbral de la amplitud de la constante de fatiga (ksi) o (MPa).

h_{ri} = espesor de las capas internas Elastoméricos (in) o (mm).

σ_L = esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio (factor de carga =1.0) debido a carga viva (ksi) o (MPa).

σ_s = esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total por aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio (ksi) o (MPa).

F_y = punto de fluencia del acero de refuerzo (ksi) o (MPa).

Si existen agujeros en el refuerzo, el mínimo espesor será incrementado por un factor igual a dos veces el ancho bruto dividido entre el ancho neto.

- Deflexión por compresión

Las deflexiones de los apoyos elastoméricos debido a la carga muerta y sólo a las cargas vivas instantáneas se considerarán separadamente.

Las cargas consideradas en este artículo serán en el estado límite de servicio con todos los factores de carga igual a 1.0.

La deflexión por cargas vivas instantáneas se tomará como:

$$\delta_L = \sum \varepsilon_{Li} h_{ri} \tag{8.25}$$

Donde:

ε_{Li}= deformación debido a la compresión por carga viva instantánea en las capas elastómeras

h_{ri} = espesor de las capas elastoméricos (in) o (mm)

La deflexión inicial por carga muerta se tomará como:

$$\delta_d = \sum \varepsilon_{di} h_{ri} \quad (8.26)$$

Donde:

ε_{di}= deformación debido a la compresión por carga viva instantánea en las capas elastómeras

h_{ri} = espesor de las capas elastoméricas (in) o (mm).

La deflexión por carga muerta a largo plazo, incluyendo los efectos de la deformación, se tomará como:

$$\delta_{lt} = \delta_d + \delta_d a_{cr} \delta_d \quad (8.27)$$

Donde:

a_{cr} = deflexión por fluencia lenta dividido por la deflexión inicial por carga muerta.

Los valores para ε_{Li} y ε_{di} serán determinados mediante pruebas o por análisis. Los efectos de la fluencia son determinados de la información pertinente de los componentes usados en los elastoméricos.

b) Blocs elastoméricos y apoyos elastoméricos con refuerzo de acero: Método A

AASHTO 14.7.6.1 especifica la aplicación del método para el diseño de:

- Blocs (Pads) elastoméricos Planos, PEP;
- Blocs (Pads) reforzados con capas discretas de fibra de vidrio, FGP;
- Apoyos elastoméricos con refuerzos de acero en los cuales S_i^2/n < 22, y para lo cual la rotación principal es alrededor del eje x paralelo al eje transversal del puente; y
- Blocs (Pads) de algodón-lona (CDP) con capas de algodón-lona espaciadas estrechamente, manufacturadas y probadas bajo compresión.

Donde:

n = número de capas interiores de elastómeros (las que están adheridas en cada cara)

S_i = factor de forma de capa interna de un apoyo elastomérico.

- Esfuerzos de Compresión

  En el estado límite de servicio, AASHTO en el artículo 14.7.6.3.2, define que el promedio del esfuerzo compresivo, σ_s y σ_L, en cualquier capa deberá satisfacer:

Para PEP:

$$\sigma_s \leq 1.00\,GS$$

$$\sigma_s \leq 0.80\,ksi\ (5.5\,MPa)$$

Para FGP:

$$\sigma_s \leq 1.25\,GSi$$

$$\sigma_s \leq 1.0\,ksi\ (6.8\,MPa)$$

Para CDP:

$$\sigma_s \leq 3.0\,ksi\ (20.6\,MPa)$$

$$\sigma_L \leq 2.0\,ksi\ (13.7\,MPa)$$

Donde:

σ_s = esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total por aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio.

S = factor de forma para PEP.

σ_L = esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio (factor de carga =1.0) debido a carga viva (ksi) o (MPa).

G = módulo de corte del elastómero (ksi) o (MPa).

- Deflexión por compresión

El artículo 14.7.6.3.3 del AASHTO, establece que la deflexión por compresión de un FGP se tomará como 1.5 veces la deflexión estimada para apoyos reforzados con acero. La deflexión por compresión bajo cargas vivas instantáneas y carga muerta inicial de un PEP, o una capa interna de un apoyo elastomérico con refuerzo de acero, en el estado límite de servicio sin impacto no excederá 0.09 h_{ri}, donde hri, es el espesor de un PEP, o el espesor de una capa interna de un apoyo elastomérico reforzado con acero (in.).

- Cortante

Según el artículo 14.7.6.3.4 (AASHTO), la máxima deformación por corte del block (pad) en el estado límite de servicio, Δ_s, se tomará como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura, reducido para tomar en cuenta la flexibilidad del pilar y modificado por los procedimientos de construcción. Si una superficie deslizante de baja fricción es utilizada, Δ_s, no necesita ser mayor que la deformación correspondiente al primer deslizamiento.

El bloc será diseñado como sigue:

Para PEP, FGP y apoyos elastoméricos con refuerzo de acero: $h_{rt} \geq 2\Delta_s$

Para CDP: $h_{rt} \geq 10\Delta_s$

Donde:

h_{rt} = el menor del total de elastómeros o espesor de apoyo (in) o (mm).

Δ_s = máxima deformación por corte del apoyo debido a la aplicación de la combinación de cargas de servicio (in) o (mm).

El módulo de corte G, para la CDP determinación de las fuerzas de apoyo pueden ser conservadoramente estimadas como:

$G = 2\sigma_s \geq 2.0$ ksi (13.7 MPa)

Donde:

σ_s = esfuerzo de compresión promedio debido a la aplicación de la carga total resultante de las combinaciones de las cargas de servicio.

- Estabilidad

AASHTO en su artículo 14.7.6.3.6 define que, para la seguridad de la estabilidad, el total de los espesores de bloc (pad) no excederán al menor de L/3, W/3, o D/4

Donde:

L = la dimensión plana del apoyo perpendicular a los ejes de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje longitudinal del puente) (in) o (mm).

n = número de capas interiores de elastómeros (las que son adheridas en cada cara).

W = dimensión plana del apoyo paralela a los ejes de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje transversal del puente) (in) o (mm).

D = diámetro del bloc (pad) (in) o (mm).

- Refuerzo

Atendiendo las disposiciones del artículo 14.7.6.3.7 de AASHTO, el refuerzo en FGP será fibra de vidrio con una resistencia en cada dirección plana de un minino $2.2h_{ri}$ en kip/in o $15.2h_{ri}$ en N/mm. Para el propósito de este artículo, si las capas de elastómeros son de distinto espesor, h_{ri}, se tomará como el espesor medio de las dos capas del elastómero adherido al mismo refuerzo. Si el refuerzo de fibra de vidrio tiene agujeros, la resistencia será incrementada sobre sobre el valor mínimo que se ha especificado aquí por dos veces el ancho bruto dividido por el ancho neto.

8.8.2 Sistemas de juntas

Juntas abiertas: Las juntas abiertas de la plataforma deben permitir el libre flujo de agua a través de la junta. No se deben utilizar juntas de cubierta abiertas donde se apliquen productos químicos para descongelar. Los muelles y estribos en juntas abiertas deberán cumplir los requisitos para evitar la acumulación de agua y escombros.

Juntas cerradas: Las juntas selladas de la plataforma sellarán la superficie de la plataforma, incluidos bordillos, aceras, medianas y, cuando sea necesario, barandas y muros de

barrera. La junta sellada de la plataforma evitará la acumulación de agua y escombros, lo que puede restringir su funcionamiento. Las juntas cerradas o impermeables expuestas al drenaje de la calzada deben tener superficies de estructura debajo de la junta con la forma y protección requerida para espacios abiertos.

Los sellos de juntas deben ser herméticos y extruir los desechos al cerrar. El drenaje acumulado en los huecos de las juntas y las depresiones del sello no debe descargarse en las coronas de los pilares de los puentes u otras partes horizontales de la estructura.

Cuando el movimiento de la junta se acomode ante un cambio en la geometría de las membranas elastoméricas, las membranas no deberán entrar en contacto directo con las ruedas de los vehículos.

Juntas impermeabilizadas: Los sistemas de impermeabilización para juntas, incluidos los canales de juntas, colectores y bajantes, deben estar diseñados para recolectar, conducir y descargar el drenaje de la plataforma lejos de la estructura. En el diseño de canales de drenaje, se deben tener en cuenta:

- Pendientes de canales de no menos de 1.0 in/ft (8 cm/m).
- Canales o canaletas con grandes aberturas de descarga.
- Canales prefabricadas.
- Canales compuestos de elastómeros reforzados, acero inoxidable u otro metal con revestimientos duraderos.
- Sujetadores de acero inoxidable.
- Canales que son reemplazables desde debajo de la junta.
- Depresiones que se pueden lavar desde la superficie de la calzada.
- Empalmes elastoméricos de juntas de metal vulcanizado soldadas.

Sellos de juntas: Los sellos deberán adaptarse a todos los movimientos previstos al elegir un tipo de sello, se deberían tener en cuenta los sellos que:

- Son preformados o prefabricados.
- Se puede reemplazar sin modificaciones importantes.
- No soportan cargas de ruedas de vehículos.
- Se pueden colocar en una pieza continua, están empotrados debajo de la superficie de la armadura de la junta.
- Están anclados mecánicamente.
- Responden a los cambios de ancho de la junta sin una resistencia sustancial.

El material elastomérico para sellos debe ser:

- Durable, de neopreno virgen o caucho natural y reforzado con laminados de acero o tela.
- Vulcanizado.
- Verificado mediante pruebas cíclicas a largo plazo y conectado mediante adhesivos que se curan químicamente.

8.8.3 Función de las juntas

La función de las juntas es resistir las cargas externas y proveer seguridad al tránsito sobre la brecha entre el puente y el estribo o entre dos puentes de manera que todo el puente pueda desplazarse sin causar grandes esfuerzos. Al mismo tiempo, las juntas de expansión deben proveer una transición suave entre el puente y las áreas adyacentes.

Para lograr estos objetivos, las juntas de expansión deberán ser robustas y adecuadas para todas las cargas o acciones locales como las condiciones climáticas, humedad o agentes corrosivos. Además, el reemplazo de todas las partes usadas debería ser posible de una manera sencilla.

Los movimientos en las juntas de expansión dependen del tipo de puente y de la configuración de los apoyos. Normalmente estos movimientos resultan de la temperatura y de los desplazamientos debidos a cargas externas.

En general, las juntas de expansión deberían cumplir los siguientes requerimientos:

- Capacidad de movimiento.
- Resistencia de cargas estáticas y dinámicas.
- Hermeticidad.
- Niveles bajos de ruido.
- Seguridad. de tráfico.



Puente 15 VAS - Guatemala

CAPÍTULO 9
NORMATIVAS DE MATERIALES COSIDERACIONES TÉCNICAS Y CONSTRUCTIVAS

9.1 Procesos constructivos

El emplazamiento de un puente u obra de paso está constituido por diversas etapas constructivas de elementos estructurales que conforman la obra. Dichos procesos deben cumplir una serie de requisitos respecto a calidad de materiales y de técnicas constructivas, todo ello con el objetivo de garantizar el cumplimiento de lo establecido en la etapa de diseño, logrando así el correcto desempeño de la obra.

9.1.1 Excavación y relleno

Consiste en la eliminación de todo el material, de cualquier naturaleza, necesario para asegurar una adecuada construcción de cimientos de puentes u obras de paso, muros de contención y otras estructuras principales de la subestructura, así como el desagüe, bombeo, drenaje, tablestacas, apuntalamiento, la construcción de encofrados y ataguías que sean necesarios y el suministro de los materiales requeridos para dicha construcción, así como la remoción de éstos.

9.1.2 Remoción de estructuras existentes

Consiste en retirar todas las estructuras existentes del área del proyecto que no serán utilizadas.

Se prepararán los planos de trabajo que muestren métodos y secuencia de eliminación cuando:

- Se especifiquen estructuras o porciones de estas para ser removidas y rescatadas.
- Se realicen operaciones de remoción sobre o adyacentes al tráfico público o a la propiedad.

Los trabajos de remoción y retirada no comenzarán hasta que se hayan aprobado los planos.

Los sitios en los que se remuevan estructuras y que será utilizados para cimentaciones, deberán ser adecuados conforme al diseño. Los materiales designados para ser rescatados para su reutilización en el proyecto o para su uso futuro serán cuidadosamente retirados en secciones transportables y almacenados debidamente cerca del sitio donde serán utilizados.

9.1.3 Pilotes hincados

Esta actividad se realiza cuando los resultados de la campaña geotécnica y estudios geofísicos definen que es necesario el uso de cimentaciones profundas (Figura 9.1). El proceso consiste en todos los trabajos establecidos para el suministro, fabricación, excavación e hincado de pilotes para puentes, de conformidad a los planos constructivos. Por el tipo de material los pilotes más utilizados son:

a) **Pilotes de acero perfil en H o I:** Son elementos estructurales alargados cuyo lado menor de su sección generalmente es igual o inferior a 2 metros, Son fabricados con perfiles estructurales "H" o "I", o bien tubulares de extremo inferior generalmente abierto. El diseño deberá estar basado en las propiedades y requerimientos estructurales indicados para aceros estructurales en las secciones 6.4.1 y 4.2.1.2 de AASHTO LRFD, así como lo establecido en el numeral 6.12 de FHWA.

b) **Pilotes de concreto:** Son elementos estructurales de concreto reforzado o pretensado. Generalmente son fabricados en planta y después hincados en el lugar especificado. El concreto debe cumplir los requisitos establecidos en las secciones 5.6.4.4 y 8.3.1 de AASHTO LRFD, así como lo establecido en el numeral 6.1 de FHWA para acero de refuerzo y para pretensado.

c) **Pilotes mixtos:** Son aquellos combinados por dos materiales, generalmente acero y concreto que consisten de una cubierta de acero relleno con concreto. su adecuada funcionalidad radica en la calidad de la unión que se logre, la cual debe ser firme, segura y hermética.

Para el hincado de pilotes deberá elaborarse un plan y/o programa de trabajo, el cual debe considerar como mínimo lo siguiente:

- Se presentará listado de equipo propuesto para el proceso de hincado, entre ellos martillos, grúas, perforadoras, vibrohincadores, resbaladeras, accesorios para hincado, equipos de limpieza, entre otros.
- Medidas sobre el procedimiento y control de fabricación, transporte, almacenamiento, izaje e hincadura, en función de la tipología del pilote.
- El diseñador deberá presentar las medidas necesarias para la prevención de daños estructurales en cualquier otro elemento estructural o del medio existente.
- En los sitios donde se deba implementar la colocación de terraplenes, los pilotes deberán ser hincados posteriormente a la colocación del relleno, a menos que se indique lo contrario por parte del especialista.
- El hincado de pilotes no podrá iniciar hasta que el programa haya sido aprobado por el propietario de la obra.

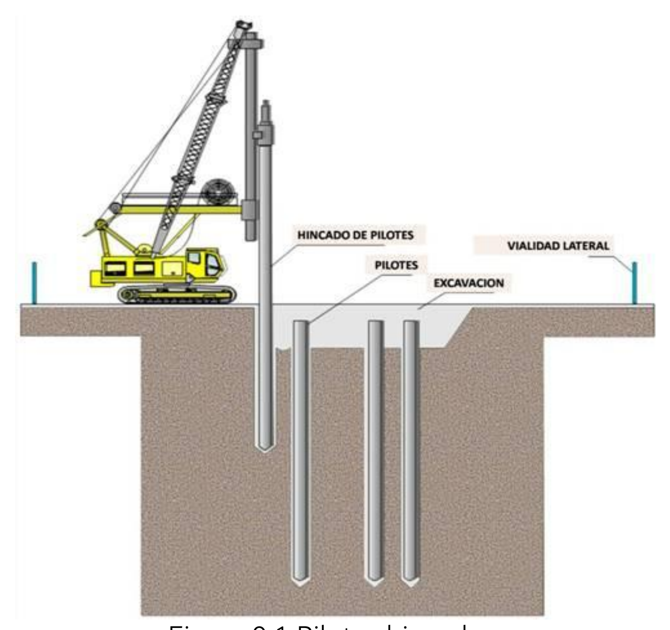


Figura 9.1 Pilotes hincados.
Fuente: https://www.ingecivil.net, consultado: 2/marzo/2021.

9.1.4 Pilotes colados

Consiste en la construcción de pilotes de concreto reforzados colados en el sitio, que incluye la perforación (excavación) del pozo, suministro y colocación del acero de refuerzo, y el colado de concreto, de ser necesario.

El concreto debe cumplir con lo estipulado en las secciones 8.2 y 10.8.1.5 de AASHTO LRFD El cemento cumplirá lo especificado en la sección 8.3.1 y el acero de refuerzo lo requerido en la sección 5.3.2 de AASHTO LRFD. Los requisitos para el inicio del proceso constructivo (Figura 9.2) serán como mínimo los siguientes:

- Aprobación del listado del equipo propuesto a ser usado, incluyendo grúas, taladros, baldes de achique de pozo, equipo de limpieza final, equipo desarenador, bombas de lodos o lechadas, equipo saca núcleos, embudo de concreto con conducto de descarga, bombas de concreto, fundas de acero (castings), entre otros.
- Detallar toda la secuencia de construcción y la secuencia de la perforación, de grupos de pilotes.
- Detallar el método de excavación del pozo, y el procedimiento para mantener correctamente el alineamiento vertical y horizontal de la excavación.
- Cuando se requiera una lechada o lodo mineral, detallar los métodos de mezcla, circulación y remoción de la arena de la lechada o lodo.
- Detallar los métodos de limpieza del pozo perforado.
- Detallar la colocación del acero de refuerzo, incluyendo los métodos de soporte y alineamiento.
- Detallar la colocación del concreto, incluyendo los procedimientos operativos propuestos, de los métodos de caída libre, embudo con ducto de descarga y bombeo.

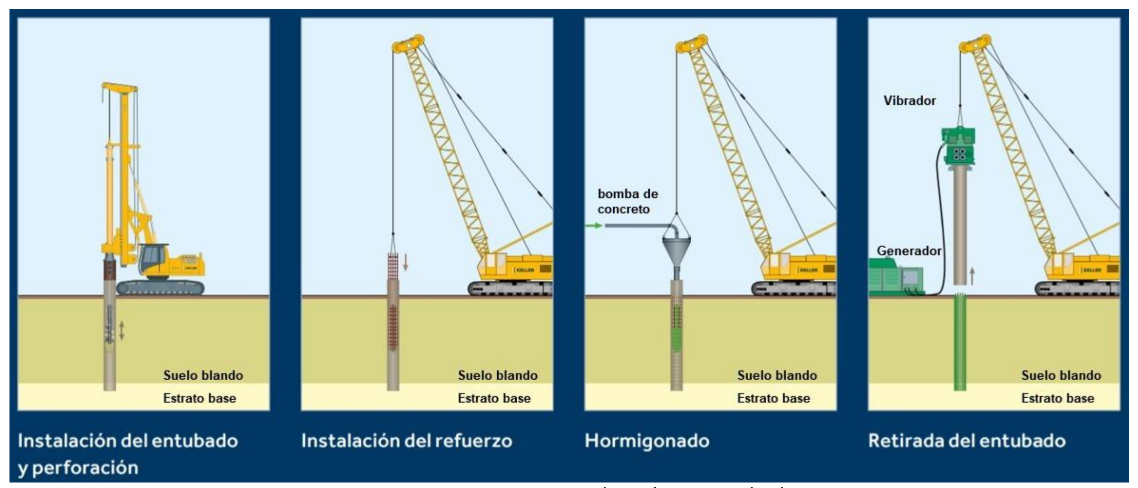


Figura 9.2 Proceso constructivo de pilotes colados in-situ.
Fuente: https://www.keller.com.es, consultado 2/marzo/2021.

El proceso constructivo de los pilotes colados en sitio incluirá, al menos:

a) Trabajos previos

- Limpieza de la zona: consistente en eliminar basura, escombros, hierba, arbustos o restos de construcciones.
- Ubicación, trazo y nivelación: se nivelará hasta obtener una plataforma con una pendiente adecuada, lo más horizontal posible, para iniciar la perforación del pozo. Si la pendiente del terreno dificulta la perforación y el colado, los trabajos se realizarán de forma escalonada.

b) Perforación o Excavación:

AASHTO LRFD en su sección 5.4.11 establece que los ejes perforados se construirán de manera que el centro del eje de vertido en la parte superior del eje o de la línea de fango, lo que sea inferior, esté dentro de las tolerancias horizontales definidas en la Tabla 9.1.

Tabla 9.1 Tolerancias horizontales recomendadas por diámetro del pilote.

Diámetro del eje	Tolerancia
Menor o igual a 2.0 ft (600 mm)	3.0 in (75 mm)
Más de 2.0 ft (600 mm) y menos de 5.0 ft (1500 mm)	4.0 in (100 mm)
Más de 5.0 ft (1500 mm)	6.0 in (150 mm)

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, capítulo 5, sección 5.4.11, 2017.

La perforación se hará con los métodos constructivos que garanticen su verticalidad, que el suelo adyacente a la excavación no se altere y que se obtenga una cavidad limpia, y conserve las dimensiones especificadas en toda su profundidad, conforme a lo que establezca el diseño.

- Perforación sin sistema de ademados (método seco)

En el caso de suelos firmes o compactos, sobre o bajo el nivel freático, que puedan mantener estables sus paredes en cortes verticales aún en presencia de agua y que no presenten derrumbes o socavaciones durante la perforación, esta se podrá realizar sin ademado. A menos que se especifique lo contrario, la altura de la perforación deberá ser determinada por el diseñador.

El método seco consiste, en perforar el pozo, extraer el agua acumulada, remover el material suelto de la excavación, colocar la canasta de acero de refuerzo, y colocar el concreto en el pozo, en una condición relativamente seca.

El método de construcción seco se recomienda usarse, solamente cuando la excavación del pozo de prueba demuestra lo siguiente:

- Menos de 300 milímetros de agua se acumulan sobre el fondo del pozo durante un período de 1 hora, cuando el bombeo no es permitido.
- Los lados y el fondo del pozo permanecen estables sin derrumbes o socavaciones, durante un período de 4 horas, inmediatamente y después de concluir la excavación.
- El material suelto y el agua pueden ser removidos satisfactoriamente, antes de la inspección y antes la colocación del concreto.

Es importante evitar los tiempos de construcción excesivos que puedan dar lugar al relajamiento de esfuerzos en el suelo, lo cual permitirá cierto desplazamiento del suelo hacia el pozo abierto, con la consecuente disminución de la resistencia al corte y mal funcionamiento posterior del pilote.

- Perforación con ademado o lodos estabilizadores (método húmedo).

En el caso de suelos inestables que presenten problemas de derrumbes, ya sea por presencia del nivel freático o por sus desfavorables propiedades mecánicas, la perforación se podrá realizar utilizando ademados metálicos o lodos estabilizadores, de acuerdo con lo establecido en el diseño.

Este método consiste en usar agua o lodos minerales, para mantener la estabilidad del perímetro del pozo, mientras se avanza con la excavación, hasta la profundidad final, donde se coloca la jaula de acero de refuerzo, y se funde el concreto del pilote.

El método húmedo contempla las siguientes actividades de trabajo:

- Desarenado y limpieza del lodo.
- Limpieza final de la excavación usando un balde de achique, aire para subir, bombas sumergibles, y otros.

- Colocación del concreto con bomba de concreto, iniciando desde el fondo del pozo.
- Proveer, según se requiera, camisa temporal de superficie, para ayudar al alineamiento y posicionamiento del pilote.
- Proveer siempre encofrado (camisa) temporal en la excavación del cimiento de superficie, para prevenir derrumbes.
- Si se determina que la totalidad de la pared de la excavación se ha suavizado por los métodos de excavación y se ha hinchado o engrosado debido a retrasos en la colocación del concreto, o degradado por la formación de una pared de lodo, se deberá re-perforar, siguiendo las recomendaciones del especialista.
- Cuando se va a colocar el concreto, se debe limpiar los pozos de tal forma, que no tengan en el fondo sedimentos.

➤ Ademados metálicos

Son tubos de diámetro conforme al de la perforación requerida para pilote. El espesor de la pared del tubo está en función de los esfuerzos debidos a su hincado y extracción. Su longitud dependerá de las condiciones particulares de cada obra.

Podrán hincarse a una profundidad somera para proteger el inicio de la perforación o bien en toda la longitud de la misma. El hincado puede hacerse por presión y rotación o efectuarse mediante el empleo de un martillo golpeador o un vibro-hincador.

Los ademados metálicos empleados en la perforación de pilotes podrán ser recuperados extrayéndolos al finalizar el colado del pilote, o bien quedarán integrados a este último, según lo establezca el especialista, La Figura 9.3 muestra el proceso de construcción descrito anteriormente.

Cuando los pozos perforados se localizan en áreas inundadas, se debe extender la camisa exterior sobre la elevación del nivel del agua, y sobre la superficie del suelo para proteger el concreto del pilote, de la acción del agua durante la colocación y cura del concreto.

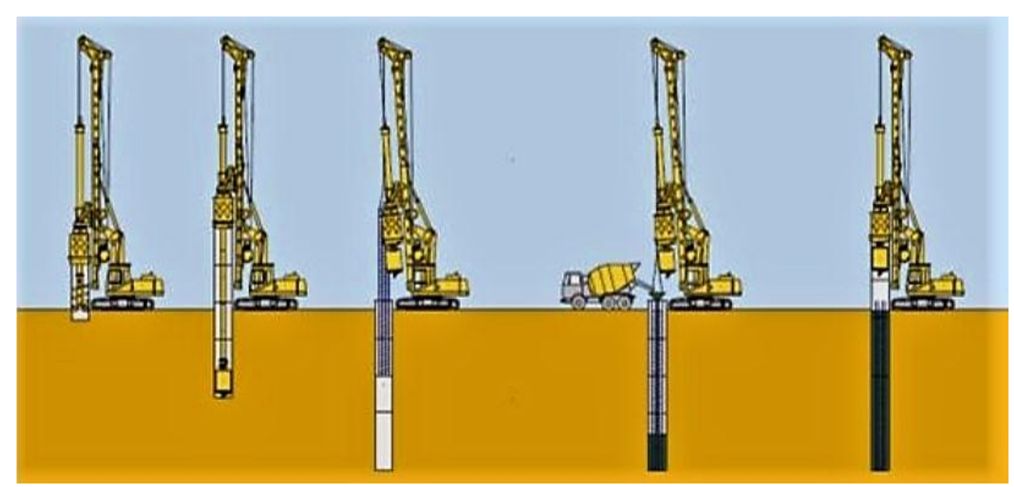


Figura 9.3 Esquema sobre colado de pilote con ademado metálico.
Fuente: Bolaños, Heiner. 2012 UCR.

- Camisas

Deben ser limpias, lisas, selladas contra agua, lo suficientemente resistentes, para soportar los esfuerzos debidos al transporte e instalación, las presiones del terreno del contorno y de la colocación del concreto.

El diámetro de camisas permanentes está sujeto a las tolerancias aplicables para tubería de acero regular del AISC 360-10. El diámetro exterior de la camisa no debe ser menor que el tamaño especificado del pilote. Se instalan para producir un sello positivo en el fondo, que prevenga el bombeo de agua, u otros materiales, que entren o salgan del pozo. Un ejemplo de estas se presenta en la Figura 9.4.



Figura 9.4 Camisas metálicas.
Fuente: http://www.ocidivision.com, consultado: 2/marzo/2021.

- Ademados con lodo

La construcción de pilotes con el uso de lodos consiste en la instalación de encamisado, luego se realiza la perforación con lodo que permite la estabilización del suelo, posteriormente se reemplazan los lodos y se inserta la armadura. Posteriormente se instala la armadura se realiza el vaciado de concreto y se extrae el encamisado.

La Figura 9.5 muestra el procedimiento descrito.

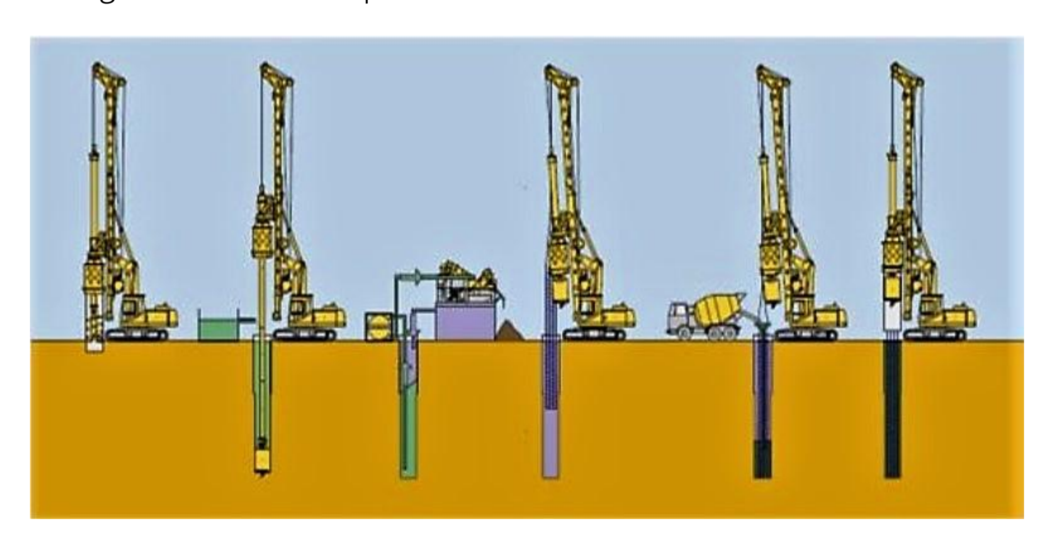


Figura 9.5 Secuencia de operaciones para perforación con lodos.
Fuente: Bolaños, Heiner. 2012 UCR.

La perforación con lodos requiere que dicho material cumpla con especificaciones, AASHTO LRFD "Especificaciones para construcción de Puentes", el cual en el numeral 5.3 define tres tipos de lodos, siendo estos a base mineral (bentonita), polímeros y agua, los cuales deben poseer las siguientes características de la Tabla 9.2:

Tabla 9.2 Requerimientos para lodos de perforación.

Propiedad / Lodo	Mineral (bentonita)	Polímero	Agua
Densidad (gr/cm^3)	1.02 a 1.15	1.03 máx.	1.03 máx.
Viscosidad Marsh (s/lt)	26 a 47	30 a 127	
PH	8 a 11	8 a 11.5	
Contenido de arena (%) (inmediatamente antes de colocar el concreto)	4.0 máx.	1.0 máx.	1.0 máx.

Fuente: AASHTO LRFD BCS, capítulo 5, sección 5.3, 2017.

9.1.5 Diseños de mezcla

El diseño de las mezclas de concreto se basará en la relación agua-cemento necesaria para obtener alta durabilidad, impermeabilidad y resistencia de acuerdo con la normativa aplicable. Se deben determinar los valores de la resistencia de diseño de conformidad con la norma ACI 214. El concreto estructural también debe cumplir con las siguientes especificaciones:

- ACI 211.1, para concreto normal y de masa pesada.
- ACI 211.2, para concreto liviano.
- ACI 211.3, para concreto sin revenimiento.

Para asegurar la calidad del diseño de la mezcla y el control de calidad en las operaciones, se seguirá un plan de control de calidad que incluye el muestreo y ensayo de los materiales y la mezcla de acuerdo con las siguientes normas AASHTO:

a. Muestreo de Concreto Recién Mezclado T-141.

b. Peso por Metro Cúbico, Rendimiento y Contenido de Aire del Concreto. T-121.

c. Análisis Granulométrico de Agregados Fino y Grueso. T-27.

d. Revenimiento del Concreto de Cemento hidráulico. T-119.

e. Contenido de aire del Concreto Recién Mezclado por el Método de Presión. T-152.

f. Gravedad Específica y Absorción del Agregado Fino. T-84.

g. Gravedad Específica y Absorción del Agregado Grueso. T-85.

h. Contenido de Aire del Concreto Recién Mezclado por el Método Volumétrico. T-196.

i. Moldeo y Curado en el Campo de Especímenes de Concreto para los Ensayos de Resistencia a la Compresión y a la Flexión. T-23.

j. Resistencia a la Compresión de Cilindros de Concreto Moldeado. T-22.

9.2 Normativas de materiales

Se tratará sobre la disponibilidad de recursos locales, como puede ser acceso a materiales a utilizar, mano de obra, instalación y procedimientos de montaje, así como equipo y el procedimiento que se usará en el desarrollo de un proceso de construcción, tomando en cuenta que desde el diseño se debe asegurar el funcionamiento adecuado y seguro de la obra.

En el diseño se deben tomar en cuenta la utilización de materiales con certificación bajo norma, y fabricación de materiales que igualmente sean por procedimientos normados, como los siguientes:

- La resistencia requerida del concreto y el esfuerzo de fluencia (*fy*) del acero deben estar acorde a la normativa ACI.
- El cemento a utilizar será de acuerdo a Normas AASHTO y ASTM.
- El acero de refuerzo será de acuerdo a la Norma AASHTO M31.
- El diseño de los elementos presforzados, deben ajustarse a las normas para concreto Tipo: "P" de las especificaciones de la AASHTO.

9.2.1 Acero de refuerzo

Los tipos de acero a los que hace mención esta sección son los de grado, 40, 50, 60 y 75, de conformidad a las especificaciones AASHTO M 31, M 42, M 53, M 54, M 55, M 221 y las ASTM A 615, A 705, A 955, A 497.

El acero que sea solicitado para el proceso constructivo deberá estar acorde a lo establecido por el especialista y cumplir con lo establecido en las secciones 5.4.3 de AASHTO y 9.2 del AASHTO LRFD o lo que especifique cada norma de diseño de cada país. Se deberá proteger el acero durante su transporte, almacenamiento y una vez armado previo a los procesos de colado de concreto para evitar dobladuras, desgaste, agentes contaminantes y corrosión. De ser necesario realizar una reparación, ésta deberá llevarse a cabo de acuerdo con AASHTO M 284 M.

El refuerzo, excepto el acero de presforzado, con óxido, escamas o una combinación de ambos, debe considerarse satisfactoria si las dimensiones mínimas (incluyendo la altura de los resaltes del corrugado) y el peso de una muestra limpiada utilizando un cepillo de alambre de acero, cumple con las especificaciones ASTM aplicables ASTM A 615M, ASTM A 706M, ASTM 996M. Cuando sea requerido el uso de varillas dobladas, las varillas de refuerzo serán dobladas en frío y de acuerdo con lo recomendado por el ACI 318-19 numeral 26.6.3, a menos que los planos y especificaciones lo indicaran de otra manera. Las varillas que vayan a quedar parcialmente embebidas en el concreto no serán dobladas, a menos que lo indique el diseño. Las probetas de varillas con números de designación de 10 mm a 57 mm, se doblarán sin agrietarse en la parte exterior de la zona doblada, de acuerdo con los requisitos indicados por ACI 318-19 numeral 25.3.1 y 25.3.2:

9.2.2 Estructuras de concreto presforzado

Las estructuras de concreto presforzado se clasifican en: pretensadas y postensadas. Pueden fabricarse en el sitio o en planta, bajo un estricto control de calidad, método y equipos previstos en el diseño, dentro del cual comprende lo establecido por la sección 5 del AASHTO LRFD Bridge Design Specification y la sección 10 del AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications. Todos los materiales utilizados en los elementos presforzados deberán ser ensayados de acuerdo a las ASTM descritos a continuación:

- Acero de presfuerzo deberán cumplir con la AASHTO M 203M (ASTM 416/A), M31 (ASTM A615), ASTM E 328, y AASHTO M 204 (ASTM A 421).
- Acero de refuerzo ASTM A 370, ASTM A 706 Y ASTM A 722 (AASHTO M 275M).
- Lechada para la inyección de los cables, deberá cumplir con la ASTM C 939, ASTM C 109M y ASTM C174.
- Ductos ASTM D 3350.

Todos los cables y varillas que vayan a ser ensayadas deberán llevar una etiqueta de identificación con el número de su procedencia de la fábrica, diámetro, longitud, número de lote y el nombre del elemento al que pertenece.

9.2.3 Estructuras de acero

Este apartado aplica para la construcción de estructuras de acero de conformidad con las líneas, niveles y dimensiones mostrados en el diseño. Además, el diseño debe cumplir con lo establecido en la sección 6 del AASHTO LRFD Bridge Design Specification, así como con lo indicado en la sección 11 del AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

Los materiales deberán satisfacer los requisitos siguientes:

a) Acero Estructural al Carbono:

- Miembros Primarios de Puentes AASHTO M 270M (ASTM A 709), grado 36.
- Miembros de Puentes Críticos a la Fractura AASHTO M 270M (ASTM A 709), Grado 50.
- Otros Perfiles, Placas y Barras AASHTO M 270M (ASTM A 709) Grado 50.

b) Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación (HSLA). Se debe suministrar acero de alta resistencia que cumpla las siguientes normas:

- Miembros Primarios y Miembros Soldados: AASHTO M 270 M (ASTM A709/A709M), grado 345 T o 345WT. AASHTO M 222 M (ASTM A588).
- Miembros Críticos a la Fractura y Miembros Soldados Críticos a la Fractura: AASHTO M 270 M (ASTM A709/A709M), grado 345 F o 345WF.
- Otros Perfiles, Placas y Barras: AASHTO M 270 M (ASTM A709/A709M), grado 345 o 345WF.

c) Acero de Alta Resistencia Templado por Inmersión (OT):

- Miembros Primarios: AASHTO M 270 M (ASTM A709), grado 485 WT, 690 T ó 690WT.
- Miembros Críticos a la Fractura: AASHTO M 270 M (ASTM A709), grado 485 WF, 690 F ó 690WF.
- Otros Perfiles, Placas y Barras: AASHTO M 270 M (ASTM A709), grado 485 W, 690 ó 690 W.

d) Pernos y Tuercas: ASTM A 307, A 325 (AASHTO M164 M), A490 (AASHTO M 253 M), según se especifique, para pernos y tuercas de alta resistencia.

e) Piezas fundidas.

- Fundiciones de Acero: AASHTO M 192 M (ASTM A486) clase 485(b).
- Fundiciones de Aleación de Acero y Cromo: AASHTO M 163 M (ASTM A743) grado CA-15.
- Fundiciones de Hierro Gris (de segunda fusión): AASHTO M 105 (ASTM A48) clase 30B, a menos que fuere especificada otra.
- Fundiciones de Hierro Maleable: ASTM A 47 M gado 350, a menos que se especifique otra.

f) Pisos de Rejillas de Acero.

- Todos los pisos de rejilla de acero deberán satisfacer los requisitos de AASHTO M 270 M (ASTM A709), grado 250. El acero AASHTO M 270, grado 250 y tener un contenido mínimo de cobre de 0.2 por ciento, a menos que sea galvanizado.

g) Tubería de acero.

- La tubería de acero deberá ser galvanizada y satisfacer los requisitos de ASTM A 3, tipo F, como se indique en los planos o en especificaciones especiales.
- Se suministrará tubería de peso estándar y extremos lisos, a menos que se indique otra cosa en los planos o en especificaciones especiales.

h) Conectores de cortante que deberán satisfacer los requisitos de AASHTO M 169 y de las secciones 6.16.4.3 y 11.3.3 del AASHTO LRFD. Pudiendo ser conectores tipo stud, canal C, sección I, S y Z.

i) Apoyos de estructuras elásticas (elastoméricos).

- Los apoyos deberán ser fabricados de acuerdo con AASHTO M 251. Se deberá usar material que llene los requisitos de tolerancia a la inflamación, acabado y apariencia del “Manual sobre el Hule” (“Rubber Handbook”) publicado por la Asociación de Manufactureros de Hule Inc., RMA F 3 y T.063 para apoyos moldeados y RMA F 2.
- para apoyos se determinará el cumplimiento con los criterios de aceptación de AASHTO M 251, nivel I.

j) Elementos de aluminio cuyas estructuras se diseñarán en base a lo presentado por la sección 7 del AASHTO LRFD.

k) Alambre para soldar aluminio que deberá satisfacer las especificaciones de la Tabla 9.3.

Tabla 9.3 Alambre para soldar aluminio.

Serie de aleaciones:	Especificación	Alambre
3,000 y 6,000	AWS 5.10	ER 4043
30,00, 5,000 y 6,000		ER 5356
5,000 y 6,000		ER 5556 ó ER 5183

Fuente: Ministerio de Transporte en Infraestructura (MTI), Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes, Nicaragua, 2019.

l) Pintura para estructuras de acero que establece que el documento de Especificaciones Generales para la construcción de caminos, calles y puentes, Nicaragua 2019, numeral 1008.4, establece que las pinturas para estructuras metálicas deben estar conforme a:

- Imprimador de Zinc Inorgánico AASHTO M 300 Tipo II.
- Imprimador de Vinil MIL-P-15328 o SSPC No. 27.
- Capa de Uretano Alifático USPS-C-644 Tipo I.
- Capa de Látex Acrílico SSPC No. 24.
- Capa de Epóxico MIL-P-24441 O SSPC No. 22.

9.2.4 Barandas de puentes y obras de paso

Las barandas deben ser diseñadas de acuerdo con el alineamiento y niveles de la obra, y no deberán reflejar ningún desnivel que tuviese la estructura. A no ser que fuese especificado de otro modo, todos los postes de la baranda deberán ser verticales. La baranda no deberá ser instalada en un claro hasta que la cimbra y obra falsa provisionales hayan sido retiradas y el tramo esté sostenido por sí solo. Para cada tipo de baranda se deben cumplir los requisitos aplicables a los distintos materiales, siendo estas:

- Barandas de Concreto.
- Barandas Precoladas.
- Barandas de Acero.
- Barandales hechos de aleación de aluminio.

Para el caso de las aleaciones de aluminio se recomienda deben satisfacer el diseño o las especificaciones de la Tabla 9.4.

Tabla 9.4 Aleaciones de aluminio para barandas de puentes.

Componentes de la baranda Especificacion ASTM	Designacion ASTM y Asociacion de alaeaciones de Aluminio								
	Planchas y laminas B 209	Tubos estriados sin forma B210	Barras y alambre B211	Barras, varillas, perfiles y tubos troquelados B221	Tubería B241	Perfiles estructurales B308	Remaches y alambres para encabezamiento en frio B316	Piezas fundidas en arena B26	Piezas fundidas en moldes permanentes B108
Postes y bases para postes. Estructural, forjados fundidos			6061-T6	6061-T6 6063-T6	6061-T6				A444.0-T4
Postes ornamentales forjados fundidos			6063-T6	6063-T6				356.0-T6 356.0-T6	A356.0-T6 A356.0-T6
Rieles estructurales forjados		6061-T6 6063-T6		6061-T6 6063-T6 6351-T5	6061-T6 6063-T6	6061-T6			
Pernos y Tornillo (2)(3) Aluminio Acero inoxidable Acero galvanizado Acero aluminizado			2024-T4(4) 6061-T6(5)						

Tuercas[6] 6mm en inferiores[3] 5mm y superiores			2024-T4 6061-T6 6262-T9	6061-T6		[7]			
Arandelas planas[6] Forjados	Alclad 2020-T4 Alclad 2024-T3[8]								
Arandelas de rosca[6] Forjados			7075-T6						
Remaches forjados				6061-T6			6061-T6 6061-T4[1][10]		
Ajustadores o niveladores forjados fundidos	1100-0			6063-F	[1]			443.0-F	
Relleno para soldadura forjados						5356			
Chapas o tapones forjados fundidos	6061-T6			6061-T6				356.0-T6 356.0-F 443.0-F	

Fuente: Ministerio de Transporte en Infraestructura (MTI), Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes, Nicaragua, 2019.

Nota general: La designación “F” aplican para productos que adquieren algún estado o carácter diferente en el proceso de fabricación.

Notas específicas:

(1) Sólo composición química.

(2) Usar tuercas y arandelas compatibles inoxidables y con recubrimiento. No usar aluminio para anclar los pernos.

(3) Recubrimiento con aleación 2024-T4 con 5 micrómetros mínimo de espesor.

(4) Usar aleación 2024-T4 para pernos sometidos a esfuerzo.

(5) Usar aleación 6061-T6 como material alternativo para pernos menores.

(6) Usar con pernos y tornillos de aluminio. No usar aluminio para anclar pernos y arandelas.

(7) B 211 es una alternativa aceptable.

(8) Usar tipo T3 para espesores menores de 6 milímetros y usar T4 para espesores mayores de 6 milímetros.

(9) Usar para remaches en frío.

(10) Usar para remaches entre 530 a 565 °C.

9.2.5 Estructuras de madera

El proyecto GENSAI recomienda que se debe evitar el uso de este material para las estructuras de puentes y obras de paso, no obstante, puede existir casos particulares en que su uso sea requerido, tal como puentes que presenten un valor histórico. De lo contrario, recomiendan el reemplazo de estos.

La madera deberá ser almacenada en capas apoyadas sobre listones separadores que se extiendan totalmente a través del ancho total de la pila de madera que permitan la libre circulación del aire.

Madera Tratada: Se deben fabricar las piezas de madera antes del tratamiento. La madera tratada se debe manipular con mucho cuidado y no se la debe dejar caer, ni que se dañen las fibras externas, ni que su superficie sea penetrada por herramientas. No se deberán usar palancas de ganchos, ganchos o picas.

Madera no Tratada: Se deberán recubrir las siguientes superficies de madera no tratada de acuerdo con la norma American Wood Protection Association (AWPA) Estándar M4:

a. Extremos, coronas y todas las superficies de contacto de postes, soleras y cabeceros.
b. Extremos, juntas y superficies de contacto de tirantes y miembros de cerchas.
c. Superficies de piezas de amortiguación y caras traseras de entablonadas de contención de madera.
d. Toda madera que vaya a estar en contacto con tierra.

9.2.6 Estructuras de mampostería de piedra

AASHTO LRFD establece en las secciones 14 y 15 el manejo de las estructuras de mampostería de piedra para las estructuras en que se requiera, la cual se deberá transportar y suministrar piedra que coincida con las características físicas y mecánicas requeridas en el diseño.

En el proceso constructivo la piedra debe limpiarse y empaparse completamente con agua antes de ser colocada, se deberá garantizar que el área de cimentación debe estar limpia de toda maleza o materia orgánica y bien humedecida. Todas las piedras estarán bien asentadas en mortero recién hecho. Las juntas de mortero deben estar llenas y las piedras se asentarán cuidadosamente en su lugar antes que el mortero haya fraguado. Deberá ser colocada de manera que se obtenga un patrón y color uniforme asegurándose que sea una roca sana, durable, sólida y resistente.

Los ladrillos para la construcción de mampostería deben cumplir con la Especificación para ladrillos de construcción (unidades de mampostería sólida hechas de arcilla o pizarra) definidas en AASHTO M 114 (El tipo y grado de ladrillo que se proporcionará será el que se especifique en los documentos de diseño.

9.2.7 Pintura y otros métodos de protección

Cuando sea requerido aplicar pintura en diferentes superficies, se recomienda considerar lo siguiente:

a) Concreto: Toda la superficie de concreto estará totalmente seca y libre de polvo. A la superficie de concreto se le aplicará las manos de emulsión acrílica, conforme a la Especificación de fabricante.
b) Acero Estructural Galvanizado: Toda la superficie galvanizada antes de ser pintada deberá limpiarse con un solvente mineral concentrado suficiente para remover cualquier aceite, grasa u otro material extraño al galvanizado.
c) Protección del Acero Estructural: Será conforme a la sección 13 de AASHTO LRFD.

9.2.8 Dispositivos de apoyo

Los apoyos para puentes y estructuras similares, son elementos estructurales que se colocan entre un elemento transmisor de carga (viga) y otro que lo soporta (estribos o pila), para controlar los desplazamientos y giros producidos por las cargas de los vehículos, sismo, vientos o por cambios de temperatura en la estructura. Dentro de estos podemos mencionar:

- Apoyos deslizantes.
- Apoyos de Rodillos.
- Apoyos de Rodillos Articulados.
- Apoyos Esféricos.
- Planchas Elastoméricas o Apoyos Integrales. (Placas de Neopreno y Apoyos Integrales de Neopreno).
- Apoyos Articulados.
- Apoyos de Disco.
- Apoyos tipo Cazoleta o POT.
- Apoyos de Liga.

El procedimiento constructivo deberá asegurar el cumplimiento de los siguientes requisitos:

Dibujos de oficina: Todos los dibujos para los apoyos serán acorde a lo establecido en AASHTO, Bridge Construction Specifications, sección 18. En ellos deberá mostrar todos los detalles de los apoyos incluso el material que se propone usar.

Empaque, manipulación y almacenaje: Antes de embarcar en fábrica, se debe identificar claramente cada componente del apoyo y marcar en su parte superior su lugar y orientación en la estructura. Se deben empernar, amarrar o fijar de cualquier otra manera

los apoyos para evitar cualquier movimiento relativo. No se deberá desarmar el conjunto de los apoyos en el sitio de la obra, excepto para inspección e instalación.

Se almacenarán todos los dispositivos de apoyo y sus componentes en el sitio de la obra en un lugar que ofrezca protección contra los daños ambientales y físicos.

Construcción e Instalación: Se instalan en las posiciones mostradas en los planos. Deberán ser ajustados de acuerdo con las instrucciones del Fabricante para compensar por la temperatura de instalación y los futuros movimientos del puente.

Se recomienda proveer apoyo completo y parejo en todas las superficies exteriores de contacto del apoyo. Si las superficies del apoyo están a elevaciones inapropiadas, no a nivel, o si los apoyos no pueden por cualquier otra causa ser fijados apropiadamente, se debe solicitar la adecuación del diseño.

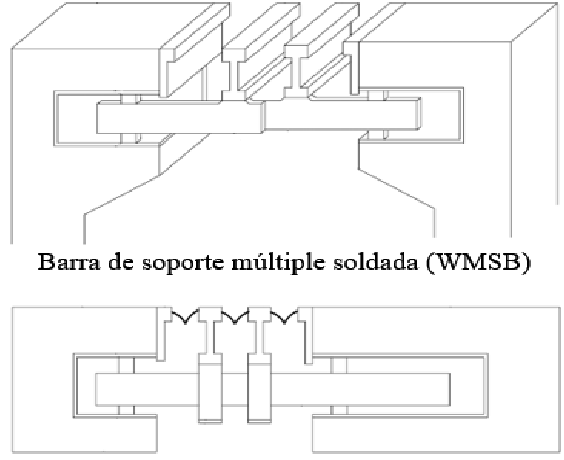
Los conjuntos de apoyos metálicos deberán ser asentados, no embebidos en el concreto, sobre el concreto con un rellenado o material de tela aprobado. Los apoyos de almohadillas compuestas por elementos elásticos deberán ser asentados directamente sobre superficies de concreto debidamente preparadas, sin material de lecho. Se tienen que fresar las superficies de los apoyos asentados directamente sobre acero para proveer una superficie plana y a nivel sobre la cual colocar el apoyo.

9.2.9 Junta de expansión o dilatación

Consiste en la colocación de juntas entre dos elementos en la estructura, lo que permite el movimiento de traslación relativa y/o rotación de elementos estructurales contiguos. La Figura 9.6 muestra distintos tipos de juntas que AASHTO recomienda. Los requisitos constructivos comprenden:

Se deberá considerar el tipo de junta de expansión a través de planos de taller de según se establece en la sección 14 de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications y en AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

- Las juntas deberán fabricarse de acuerdo a lo especificado en planos estructurales de diseño y debe cumplirse lo especificado en la norma LRFD Sección 14.5.4.
- Se deberá garantizar la calidad de los materiales de las juntas durante el traslado de fábrica a proyecto.
- La colocación estará acorde al tipo de junta y plano taller establecido en el diseño.



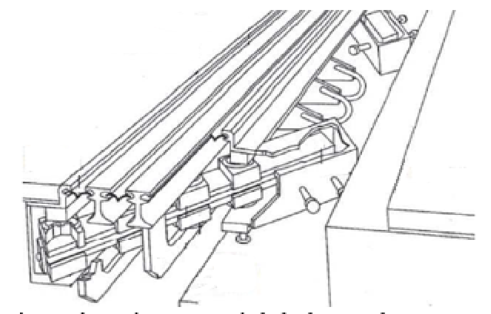


Figura 9.6 Tipos comunes de juntas de expansión.
Fuente: AASHTO LRFD, capítulo 14, sección 14.5.6.9, 2020.

9.3 Consideraciones para el diseño

Desde el diseño se debe asegurar el funcionamiento adecuado y seguro de la obra, por lo que se debe analizar la disponibilidad de recursos locales, acceso a materiales a utilizar, mano de obra, instalación y procedimientos de montaje, así como equipo y el procedimiento que se usará en el desarrollo de un proceso de construcción, incluyendo:

- La resistencia requerida del concreto y el esfuerzo de fluencia (*fy*) del acero deben estar acorde a la normativa ACI.
- El cemento a utilizar será de acuerdo a Normas AASHTO y ASTM.
- El acero de refuerzo será de acuerdo a la Norma AASHTO M31.
- El diseño de los elementos presforzados, deben ajustarse a las normas para concreto Tipo: “P” de las especificaciones de la AASHTO.

9.4 Casos especiales en adecuación y ampliación

La primera consideración para cualquier decisión sobre adecuación o ampliación es si la geometría, la capacidad de carga y las condiciones hidráulicas son adecuadas para transportar con seguridad el tráfico presente y proyectado. La información que es útil

para determinar la adecuación o ampliación de la estructura incluye el historial de inspección de la estructura, datos de inventario, proyecciones de tráfico, historial de mantenimiento, capacidad y designaciones de ruta. Los métodos se basan en el tipo de estructuras, la condición existente o la información de calificación, los detalles preliminares de la intervención a realizar y los costos de control de tráfico.

Ante casos de ampliación, "WisDOT Bridge Manual" propone adjuntar a las plataformas existentes si son estructuralmente sólidas y el ancho restante es más del 50 por ciento del ancho nuevo total. Si la plataforma existente tiene más del 20 por ciento de superficie astillada, la plataforma existente deberá ser reemplazada. Se considerará la posibilidad de reemplazar la plataforma completa para que la vida útil total de la plataforma sea igual y los costos probablemente sean menores al considerar el control del tráfico futuro. También, la plataforma total debe reemplazarse en casos donde la diferencia de costo del ciclo de vida es mínima si los costos de mantenimiento futuros se reducen de manera sustancial, o si mediante una prueba de carga, se determina que la estructura no cuenta con la capacidad portante necesaria para resistir adecuadamente las cargas de servicio.

Los detalles de diseño deben proporcionar un medio de transferencia de momento y cortante a través de la unión entre las partes nuevas y existentes de la plataforma y los apoyos. Las barras de refuerzo traslapadas deben tener una longitud de desarrollo adecuada y son preferibles a las barras con clavijas. Las solapas de refuerzo deben estar atadas o las barras unidas por métodos mecánicos.

Al ampliar o adecuar una plataforma en un puente de viga pretensado es deseable espaciar la(s) nueva(s) viga(s) para mantener una rigidez comparable del puente. Las vigas utilizadas para ampliaciones pueden ser diseñadas mediante métodos LRFD o las secciones del Capítulo 40-Rehabilitación de puentes diseñadas LFD, o LRFD con refuerzo no pretensado.

Para pilas de varias columnas, se debe considerar la conexión del apoyo al apoyo existente como fija y se debe diseñar la nueva porción según los últimos criterios de LRFD. Los pilares, como el resto de elementos de la ampliación, deberán diseñarse según los criterios actuales de la LRFD.

Para ampliaciones de vigas pretensadas, solo se deben usar diafragmas de acero intermedios en línea con los diafragmas intermedios existentes (no agregar líneas intermedias de diafragmas).

9.5 Seguimiento del proyecto

Dar seguimiento a las etapas de un proyecto de puentes u obra de paso permite garantizar el cumplimiento de normas, especificaciones técnicas y requerimientos en cada una de las actividades ejecutadas de los elementos del puente. En esta etapa se aplican los procesos constructivos y lo indicado en planos, normas y especificaciones específicas del proyecto de puente, como se ha mencionado previamente siempre que no contradiga lo establecido en el diseño. La Tabla 9.5 describe las partes que conforman el seguimiento de un proyecto.

Tabla 9.5 Plan de seguimiento recomendado.

Plan de gestión de seguimiento y control			
Proceso	Entrada	Actividades	Salidas
Seguimiento y control del proyecto.	• Supervisión en la ejecución.	• Control de calidad. • Planos constructivos revisados y aprobados. • Normas y especificaciones técnicas. • Comunicación.	• Calidad constructiva. • Cumplimiento de normas y especificaciones técnicas. • prevención y corrección de problemas en la ejecución de actividades.
	• Seguimiento de actividades constructivas.	• Supervisores de control de calidad. • Planos constructivos revisados y aprobados. • Normas y especificaciones.	• Verificar y garantizar el cumplimiento de requerimientos de costos, plazo y calidad en la ejecución.
	• Control de cambios.	• Asesoría con profesional. • Solicitudes de cambio. • Capacitar personal para documentar cambios, realizarlos, monitorear y actualizar.	• Ejecutar cambios autorizados. • Actualizar plan de trabajo, programación y presupuesto.
	• Actualización de documentos.	• Asesoría con experto. • Solicitudes de cambio. • Especificaciones técnicas y planos como construidos	• Elaboración de documentos a entregar en el cierre al propietario del proyecto.
	• Control de costos	• Asesoría con experto • Proyecciones. • Revisiones de rendimiento. • Software de gestión. • Base de datos. • Revisiones de rendimiento.	• Mediciones del rendimiento. • Solicitudes de cambios. • Actualizaciones al plan. • Actualizaciones de documentos. • Proyecciones del presupuesto. • Medición de rendimiento.
	• Control del cronograma.	• Asesoría con profesional experto	• Actualización de documentos.
	• Control de riesgos.	• Entrevistas con pobladores de la zona	• Plan de gestión de riesgos.

Fuente: Adaptado de Campos y Velásquez, 2016.

La Supervisión es un requisito indispensable para garantizar el cumplimiento de normas, especificaciones técnicas y buena calidad en la ejecución de los procesos constructivos, así como el respeto de los plazos y los montos previstos

En caso de errores u omisiones en planos constructivos, condiciones inesperadas, eventos fortuitos como sismos, derrumbes, que interfieren en la ejecución de los procesos constructivos se deberán realizar las adecuaciones del diseño.



Puente Sixa - Costa Rica

CAPÍTULO 10
PROBLEMAS COMUNES EN PUENTES EXISTENTES

10.1 Daños en elementos de puentes

De la investigación realizada por Muñoz, E. en 2011 sobre el Estudio de las causas del colapso de algunos puentes en Colombia, muestra que de 256 fallas en puentes localizados en diferentes partes del mundo entre los años de 1847 y 2010. Dicha investigación clasificó las fallas en 8 categorías, destacándose como la más frecuente la relacionada con deficiencias en la construcción. En la Tabla 10.1 se presentan los resultados de la referida investigación, detallando las principales causas que ocasionaron el colapso de puentes en el mundo y el número de eventos para cada una de ellas. De dichos eventos el 75% ocurrió entre 1960 y 2000.

Tabla 10.1 Principales causas de colapso de puentes en el mundo.

No	Causa de Colapso	Número de eventos
1	Deficiencias de construcción	70
2	Crecientes y socavación	69
3	Deficiencias de diseño	38
4	Sismos	30
5	Deficiencias de mantenimiento	21
6	Impacto	13
7	Viento, tornado, huracán	9
8	Fuego	6
Total		**256**

Fuente: Muñoz, E. – 2011.

Según Muñoz E., 2011 el 12% de las estructuras estudiadas fallaron por sismo, relacionado con factores dentro de los cuales se destacan: insuficiente longitud de apoyo, falla a cortante de columnas, falta de diafragmas, entre otros, a consecuencia de los siguientes fenómenos físicos: movimiento de terreno, ruptura en superficie de una falla, fallamiento del terreno y los tsunamis en algunas áreas costeras.

Los efectos de estas causas de colapso no necesariamente son graduales, sino que marcan saltos cualitativos y cuantitativos que dan lugar a procesos de deterioro irreversibles una vez que se superan determinados niveles de carga o impacto. La situación puede ser aún más desfavorable cuando se considera la sinergia de procesos que por sí solos pueden no generar tan graves consecuencias, pero que al superponerse pueden ocasionar problemas muy serios.

Los daños en las estructuras de los puentes por la ocurrencia de estas condiciones de carga extrema, ya sea por efectos naturales u ocasionados por la actividad del hombre, se pueden observar y evaluar en los diferentes componentes estructurales de una obra

de paso. A continuación, se detalla por cada componente, los principales y más frecuentes daños que pueden presentarse.

a) **Superficie de rodadura:** En los puentes con superficie de rodamiento asfáltica pueden encontrarse baches generalizados y fisuras típicas de "piel de cocodrilo" en la carpeta (Figura 10.1). En los puentes con rodadura de concreto se suele detectar descomposición del material por encharcamiento del agua, problemas de desnivel y al mal manejo de las aguas de escorrentía sobre las losas, por inadecuado bombeo y falta de drenajes.



Figura 10.1 Ejemplo de daños en superficie de rodadura

b) **Juntas de dilatación:** Uno de los problemas de este componente es su obstrucción con elementos extraños que afecta los movimientos horizontales y verticales que debe soportar la junta (Figura 10.2). Esto puede producir el deterioro del sello, posible paso del agua a través de la junta y efecto adverso sobre la durabilidad de los apoyos, estribos y pilas del puente. Este deterioro se debe en algunas ocasiones a asentamientos en los terraplenes de acceso que producen un desnivel con la losa de la superestructura del puente, generando un aumento en el impacto vehicular. Así mismo puede ser causado por deficiencias en su diseño estructural, lo que implica que el componente no tenga la capacidad de absorber las deformaciones entre la zona de acceso y la losa del puente. Esto sucede cuando el tipo de junta seleccionado no es el adecuado, ya que para escoger la junta se debe tomar en cuenta el tipo de puente, su tipología constructiva y su longitud, o cuando las juntas no están adecuadamente ancladas a los componentes del puente.



Figura 10.2 Ejemplo de daño en junta de dilatación.

c) **Aceras, bordillos y barandas:** Los daños típicos que se encuentran en estos componentes son oquedades en el concreto, combinadas con aceros expuestos, producto de deficiencias en su proceso constructivo (Figura 10.3). También pueden aparecer grietas estructurales y no estructurales producidas por contracción, retracción de fraguado, etc. Deficiencias en la durabilidad del concreto, producida en algunos casos por carbonatación (descenso de PH), sulfatos, materia orgánica y cloruros. Para las barandas, los daños típicos que se encuentran en estos componentes son causados principalmente por impactos ocasionados por accidentes de vehiculares. Los tipos de daños más frecuente son los debidos a impactos.



Figura 10.3 Ejemplo de daño en baranda.

d) **Taludes:** Un daño frecuente es el aparecimiento de condiciones de inestabilidad de los taludes adyacentes a las aletas y estribos de los puentes, producto de erosión o socavación. Esto se detecta por movimiento lento del terreno en donde no se distingue una superficie de falla. La superficie del terreno presenta escalonamientos y los troncos de árboles se inclinan en el sentido del movimiento. Rotación hacia adelante de uno o varios bloques de roca o suelo, alrededor de un punto o pivote de

giro en su parte inferior. Un caso especial es el deslizamiento traslacional, consistente en el desplazamiento de la masa de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla plana u ondulada. En el **Manual de Consideraciones Geotécnicas y Sísmicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica, Tema Taludes, SIECA 2019** se abordan los aspectos técnicos sobre taludes y en la figura 10.4 se presenta un ejemplo de los daños que se ocasionan por inestabilidad de los taludes.



Figura 10.4 Ejemplo de daño en talud de estribo.

e) **Aletones:** Puede ocurrir inestabilidad estructural en los aletones de los puentes producido por asentamiento y/o socavación, lo cual pone en riesgo la estabilidad de los terraplenes de acceso (Figura 10.5). Este proceso se suele identificar a través de grietas y/o rotaciones observables a simple vista. Dichos daños se identifican cuando se observan movimientos y desplomes por problemas de socavación lateral del cauce sobre la cimentación, generando erosión por la inestabilidad de los taludes aledaños que afectan los aletones y por las deformaciones en éstos producto de asentamientos.



Figura 10.5 Ejemplo de daño en Aletón.

f) **Estribos o bastiones:** Ocurren situaciones de inestabilidad estructural del estribo producido por asentamiento y/o socavación, que pone en riesgo la estabilidad de la superestructura, aletones y el terraplén de acceso del puente. Cuando es un daño por asentamiento, este se manifiesta por la rotación de la estructura del estribo, separación entre el estribo y la aleta, grietas en los estribos, etc. Cuando es un daño por socavación, este se manifiesta por la pérdida de soporte de la cimentación de los estribos, observándose, por ejemplo: pilotes descubiertos, huecos en cimentación superficial, etc. Otro tipo de daño de este componte es el deterioro y la falta de capacidad de carga, lo cual se detecta por deficiencias estructurales, producto de un inadecuado diseño, donde el componente no está en capacidad de soportar los empujes de tierra horizontal provenientes del terraplén de acceso, ni las cargas verticales provenientes de la superestructura del puente, lo que se evidencia por la presencia de grietas especialmente a flexión (grietas en la zona de los apoyos). En los estribos también pueden presentarse daños por procesos de construcción deficientes (mal vibrado), así como problemas en la durabilidad del concreto (producida por carbonatación o baja de PH, contenido de sulfatos y cloruros) generando problemas de corrosión. Así mismo, las fallas por aplastamiento del concreto del estribo en la zona de apoyos, por la falta de capacidad de soportar este tipo de cargas y el deterioro del concreto de los estribos por infiltración proveniente de las juntas de dilatación (sin sello o permeable).

g) **Pilas:** Puede suceder deformaciones o rotaciones a consecuencia de asentamientos, para lo cual, en muchas ocasiones, las pilas no están preparadas estructuralmente. Este tipo de asentamientos se evidencia por las deformaciones longitudinales en las barandas, así como movimientos y desplomes generados por la socavación lateral del cauce sobre las cimentaciones de las pilas (Figura 10.6). Otro tipo de daño de este componte es el deterioro y la falta de capacidad de carga, lo cual se detecta por

deficiencias estructurales que no permiten que la pila esté en la capacidad de soportar las cargas sísmicas ni las cargas verticales provenientes de la superestructura, generando grietas a flexión y a cortante. De igual forma pueden incluirse procesos de construcción deficiente.



Figura 10.6 Ejemplo de daño por asentamiento en pila.

h) **Apoyos:** Puede darse el caso de diseño inadecuado, que se convierte en una vulnerabilidad sísmica de los apoyos en estribos y pilas, que no lo hacen competente estructuralmente en el momento de un sismo y que ponen en riesgo la estabilidad general del puente, por lo que pueden ser construidos sin cumplir con las especificaciones sismo resistentes. Esta vulnerabilidad en los apoyos del puente se identifica por una longitud insuficiente de su asiento, por su forma y dimensiones inadecuadas (apoyos de balancín de acero, balancín de concreto y rodillos, etc.), ausencia de elementos de restricción transversal o topes sísmicos, que garanticen estabilidad lateral de la superestructura del puente ante un evento sísmico. Otro tipo de daño en los apoyos es el deterioro, el cual se manifiesta por varios aspectos como la deformación y distorsión de apoyos de neopreno, descalces debajo de los apoyos por falla por aplastamiento del concreto en los estribos y las pilas.

i) **Losas:** Suelen ser sujetas de deficiencias estructurales, reflejadas mediante grietas de flexión (primarias o secundarias). También pueden sufrir los efectos del deterioro del concreto, encontrándose aceros expuestos, colmenas, que reflejan deficiencias en la construcción y se asocian a problemas de durabilidad. Las causas principales de los daños en las losas ocurren por insuficiente capacidad de carga debido a su inadecuado diseño, lo que puede reflejarse cuando tienen un espesor menor al especificado por la normativa de diseño sísmico, o por la mala calidad del concreto, lo cual se detecta por su débil consistencia, indicios de fractura y colmenas, así como

es probable por tener un refuerzo liso, con un diámetro menor a 3/8¨ y una separación entre barras mayor de 30 cm que no proporciona una adecuada adherencia entre concreto y el acero (Figura 10.7). Pueden presentar grietas con anchos apreciables, que son un indicio de su falta de capacidad estructural y de que están sometidos a esfuerzos mayores a los que están en capacidad de soportar Siempre es necesario hacer una revisión de las recomendaciones establecidas en el ACI 224 R-01 ("Control of Cracking in concrete Structures").

Adicionalmente, en losas, pueden suceder otros tipos de daños, como:

- La presencia de huecos y aceros expuestos en la losa a causa de procesos de construcción deficientes, así como por segregación y juntas frías inadecuadas.
- Grietas en el concreto de las losas causadas por la corrosión del acero, lo cual hace que este se expanda o hinche internamente, hasta generar fisuras longitudinales paralelas al refuerzo.
- Fracturas del concreto en la parte de la losa en voladizo acompañado con fisuras de flexión primaria y secundaria; fisuras en forma de malla relativamente finas en la parte inferior de la losa pueden indicar insuficiencia en la capacidad de carga. Frecuentemente las fisuras también aparecen en la calzada con un patrón de fisura sistemático en la superficie de asfalto indicando con frecuencia problemas en la losa.
- Deficiencias en la durabilidad del concreto, producida en algunos puentes por carbonatación, lo que genera que el recubrimiento del concreto de este componente no proteja adecuadamente el acero de refuerzo y este tenga problemas de corrosión. También su deterioro se puede deber a un alto contenido de sulfatos y cloruros en puentes construidos en zonas con ambientes agresivos, lo que se detecta a través de grietas no estructurales o eflorescencias, que son depósitos de sales cristalizadas que se posan en la superficie en forma de manchas, generalmente blanquecinas.
- Deterioro del concreto de las losas producido por la disposición inadecuada de los drenes. Esto genera infiltración o estancamiento del agua sobre la superficie de rodadura, que afecta la durabilidad de la losa.



Figura 10.7 Ejemplo de daño en el recubrimiento de refuerzo en losa.

j) **Vigas:** en ocasiones las vigas presentan deficiencias estructurales causando el deterioro de los puentes expresado como una falta de capacidad de carga y que se refleja en grietas de cortante, tensión, flexión y torsión, causadas por la insuficiente capacidad de carga de las vigas, así como vigas transversales con fisuras de flexión y cortante (Figura 10.8). De igual forma pueden presentarse fisuras con anchos apreciables en componentes principales de los puentes en concreto reforzado, que son un indicio de su falta de capacidad de carga y de que están siendo sometidos a esfuerzos mayores a los que están en capacidad de soportar, es decir, grietas estructurales. Otro daño es la falta de adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo, debido al mal detallado estructural (falta de ganchos, traslapos mal ubicados, aceros de refuerzo lisos, etc.), que representa deficiencias en el diseño o en el proceso constructivo y que se identifica por fisuras longitudinales paralelas al refuerzo de las vigas. Otro daño es el de fisuras por flexión a consecuencia de sobrecarga producida por los excesos de carga que circulan por el puente, generalmente a causa de falta de control mediante estaciones de pesaje. De igual forma se pueden incluir los daños asociados a procesos de construcción deficientes, tal como inadecuada colocación del refuerzo, mal proceso de desencofrado, ausencia o mala protección y curado del concreto, falta de control de calidad en los materiales, recubrimiento y construcción inadecuados de juntas frías. Otro daño es debido al impacto en las vigas a consecuencia del tráfico circula por debajo del puente, producto de una altura libre insuficiente, lo que se traduce en una afección directa del acero o del concreto afectando el dimensionamiento de la capacidad de carga y por ende de la capacidad de carga. Similar caso ocurre a consecuencia del efecto de la corrosión del refuerzo de vigas en concreto reforzado o pre esforzado, lo cual genera una pérdida de sección y afecta su capacidad de carga. Adicionalmente la corrosión produce grietas (generalmente paralelas al refuerzo) en el concreto de estas vigas, producto de la pérdida de sección e hinchamiento de dicho refuerzo, disminuyendo la capacidad de carga de estos componentes.



Figura 10.8 Ejemplo de daño de concreto en viga.

k) **Elementos de estructuras en arco:** suelen presentarse deficiencias estructurales y deterioro de los arcos de concreto, mampostería o acero en puentes, las cuales se manifiestan por fisuras, indicios de corrosión (cambios de color), aceros expuestos, colmenas, entre otros. Dichos daños se deben a falta de capacidad estructural que generan fisuras transversales y longitudinales en arcos de concreto simple, así como a la pérdida del recubrimiento, desplazamiento de dovelas, grietas en el mortero y desprendimiento de unidades de mampostería. Además, pueden presentarse daños a consecuencia de:

- Infiltraciones que generan desintegración del material y afecta su durabilidad.
- Deficiencias en la soldadura y pintura deteriorada.
- Impacto de vehículos en las estructuras del arco.
- Corrosión del acero que produce grietas (generalmente paralelas al refuerzo) en el concreto, producto de la pérdida de sección e hinchamiento del refuerzo.
- Deficiencias en la durabilidad del concreto, producida por carbonatación, que genera que el recubrimiento del concreto no proteja el acero de refuerzo y este tenga corrosión. También su deterioro puede ser por un alto contenido de sulfatos y cloruros en puentes localizados en zonas con ambientes agresivos.
- Procesos de construcción deficientes, lo cual se evidencia por la presencia de oquedades y acero expuesto.

l) **Elementos de armadura y cables:** Generalmente se suceden problemas de durabilidad de los elementos que conforman las armaduras y sus conexiones, generadas por fenómenos de corrosión, que pueden afectar su capacidad de carga, especialmente en los cordones inferiores de puentes tipo armadura, lo que supone mayor riesgo para la estabilidad de la estructura. Otros daños incluyen:

- Grietas en elementos a tensión por falta de remaches y pernos, especialmente el cordón superior por su responsabilidad estructural en la estabilidad.
- Deficiencia en el detallado estructural de las uniones, evidenciando problemas de vibración excesiva.
- Problemas de pandeo local y general, en elementos de acero no compactos de las armaduras.
- Daños a la seguridad estructural de los componentes y conexiones de las losas por el fenómeno de la fatiga, el cual puede afectar a los elementos, las conexiones soldadas y las conexiones empernadas.
- Deficiencias estructurales y deterioro por corrosión de los cables, lo que disminuye su sección transversal y afectan su seguridad estructural.
- Platinas afectadas por el pandeo y el inadecuado detallado estructural, con el consecuente aumento de la fatiga por soldaduras intermitentes en uniones y rotura de cables.

10.2 Daños por acciones hidráulicas

Las experiencias pasadas, asociadas a eventos atmosféricos extremos ocurridos en toda la región centroamericana, demuestran las graves repercusiones socioeconómicas cuando una infraestructura importante como un puente, sufre un colapso estructural o es seriamente afectado por cualquier amenaza hidrometeorológica extrema, tal como huracanes y tormentas o depresiones tropicales, capaces de generar picos de caudal que pueden comprometer la estabilidad y la seguridad de puentes.

Por tanto, debido a que el drenaje superficial transversal tiene por objeto restituir la continuidad de los cursos de agua tanto en situaciones ordinarias como en extraordinarias, como el caso de una crecida, un drenaje transversal mal diseñado generará efectos perjudiciales y daños sobre la propia infraestructura vial y muy probablemente sobre terceros, como consecuencia de sobreelevaciones de la lámina aguas arriba de la infraestructura, si ésta llega a convertirse en una barrera que dificulta el paso de las aguas, por el incremento de caudales o por los objetos que puedan ser arrastrados por la corriente, tal como se muestra en la Figura 10.9.

Otro de los problemas principales en puentes son los daños ocasionados por la socavación (Figura 10.10) y la colmatación que pueden generar el arrastre o falla de las cimentaciones de estribos, aletones y pilas. La colmatación del cauce aumenta el riesgo de inmersión. Las causas pueden asociarse a mal diseño que trae como consecuencia pilotes descubiertos de estribos y pilas, producto de socavación general y local, lo que se agrava con la presencia o arrastre de diversos obstáculos como árboles, piedras, estructuras hidráulicas dañadas, etc. a través del cauce. Otra causa suele ser la inadecuada orientación del puente, lo cual sucede cuando hay un ángulo alto de ataque de la corriente o de incidencia a la infraestructura del puente. La corriente ataca lateralmente las pilas y estribos reduciendo el ancho efectivo del cauce (ancho total menos el ancho de la proyección de los obstáculos), lo cual aumenta la velocidad de la corriente e incrementa la profundidad de la socavación.



Figura 10.9 Ejemplo de obstrucción en la sección hidráulica de un puente.



Figura 10.10 Ejemplo de socavación en estribo.

En el Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura vial en Centroamérica, SIECA 2021, numeral 6.6 se presenta la metodología para estimar los componentes hidráulicos, donde se describen los deferentes componentes que influyen en la metodología de cálculo.

10.3 Daños por acciones sísmicas

10.3.1 Terremotos

Los terremotos en particular carecen de sistemas adecuados de pronóstico y representan una seria amenaza a los puentes debido a la irregularidad en los intervalos de tiempo entre eventos de carga a las estructuras (Figura 10.11), así como al hecho que:

- Las fallas pueden generar una separación del material parental a lo largo de la superficie.
- Pueden ocurrir derrumbes en áreas de topografía con alta pendiente y poca estabilidad.
- Puede ocurrir el fenómeno de licuefacción de material no consolidado, levemente inclinado, lo que genera el hundimiento de tierra o depresión de la superficie como resultado del asentamiento de sedimento flojo o no consolidado.

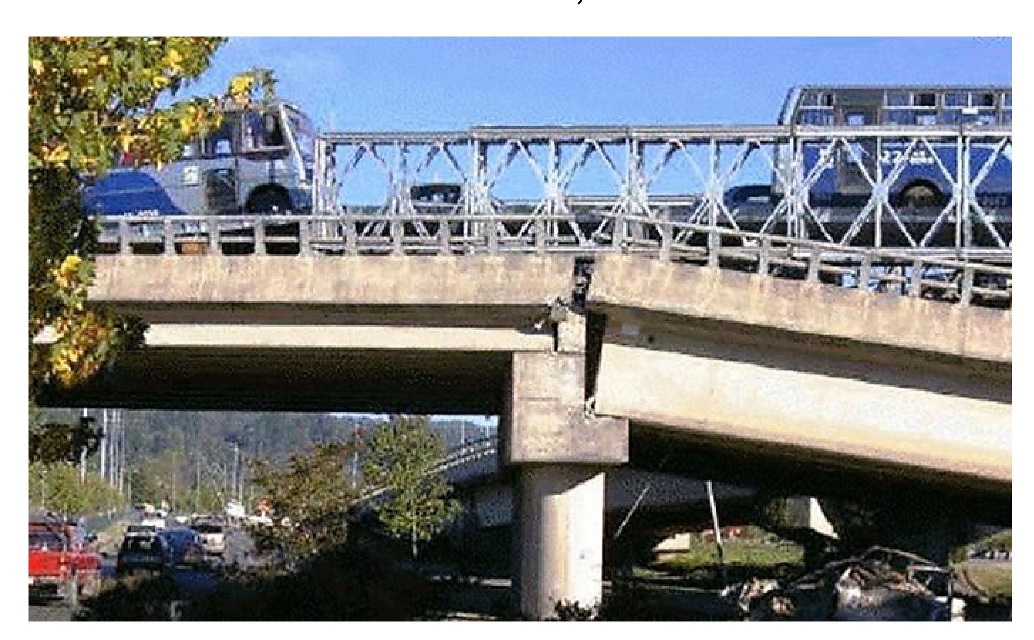


Figura 10.11 Ejemplo de daños, en puentes, por movimientos al interior de la tierra.

10.3.2 Deslizamientos

La presencia de taludes instables puede llevar a la generación de deslizamientos en las cercanías de un puente, haciendo que grandes masas de suelo y roca puedan precipitarse, generalmente hacia los estribos, con la consecuente generación de daños que pueden desencadenar en el colapso de la estructura. Los deslizamientos pueden tener diversos orígenes, ya que pueden activarse a causa de terremotos, erupciones volcánicas y también por acciones hidráulicas, pero independientemente de la causa, suelen suceder en suelos susceptibles a desprendimiento, especialmente cuando se encuentran saturados ya sea por fuertes precipitaciones o por el incremento del nivel de aguas subterráneas.

A pesar que los deslizamientos se generan en áreas relativamente pequeñas, pueden ser especialmente peligrosos por la frecuencia con que ocurren, la capacidad destructiva y en muchas ocasiones por la poca capacidad para predecirlos ante eventos súbitos como el de un sismo.

El impacto de estos eventos depende de la naturaleza específica del deslizamiento, pero generalmente los desprendimientos imponen una amenaza localizada dada su limitada área de influencia. Los derrumbes, las avalanchas, los flujos y las dispersiones laterales generalmente abarcan áreas extensas.

En general, como resultado de deslizamientos pueden generarse fisuras y grietas en losas y vigas, así como fracturas de diversos tamaños en diferentes componentes de la subestructura, que pueden facilitar la acción de agentes atmosféricos para que sin mantenimiento y en el largo plazo generen daños irreversibles o pueden ser acciones contundentes para inhabilitar o colapsar una obra de paso.

10.3.3 Licuefacción

La licuefacción se produce por la acción de una fuerza cíclica sin drenaje sobre suelos saturados, que induce un incremento rápido de la presión intersticial y la consecuente disminución de la presión efectiva, reduciendo la resistencia intrínseca del terreno y pudiendo generar asentamientos de elevada magnitud. Se distinguen dos tipos de respuestas no drenadas: Licuefacción Verdadera (o falla de flujo) y Movilidad Cíclica (Casagrande, 1975). La Figura 10.12 ilustra esquemáticamente el comportamiento tensión – deformación de estos dos casos.

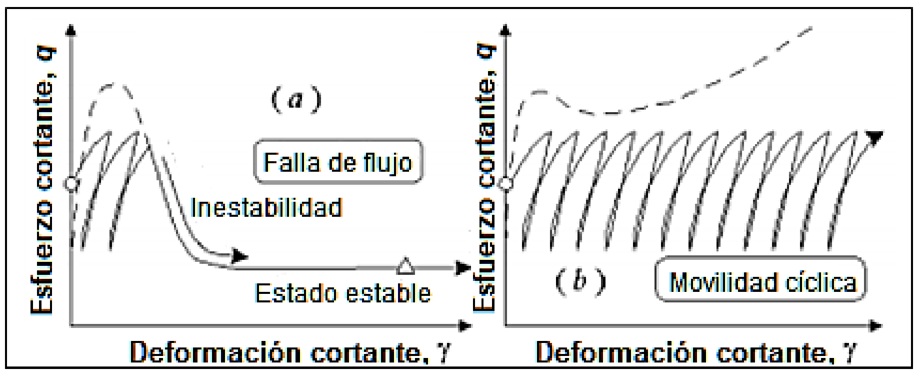


Figura 10.12 a) Falla de flujo. b) Movilidad cíclica.
Fuente: Yoshimine & Ishihara, 1998.

La falla de flujo se caracteriza por presentar un alto nivel de deformaciones, tal que se asemeja al flujo de un líquido viscoso. y sucede en dos etapas, inicialmente la trayectoria de tensiones efectivas debe alcanzar la Superficie de Falla de Flujo, donde únicamente se desarrolla un pequeño nivel de deformaciones. Luego, el suelo se halla en un estado de inestabilidad (Lade, 1992), que es donde comienza la segunda etapa, en la cual se desarrollan grandes deformaciones asociadas a un exceso de presión de poros, que son movilizadas por la tensión de corte estática, hasta alcanzar un equilibrio estático.

La movilidad cíclica también fue introducida por Casagrande en 1975, para indicar pérdida de rigidez a consecuencia del incremento de presiones de poro (Verdugo & Ishihara, 1996). El efecto de la movilidad cíclica en terreno está asociado a depósitos saturados de suelos no cohesivos con reducido grado de compactación, que desarrollan grandes deformaciones incompatibles con la estabilidad de cualquier estructura.

10.3.4 Movimiento del terreno

La causa principal del colapso parcial o total de las estructuras es la vibración del terreno excitado por las ondas sísmicas durante un terremoto, las cuales se propagan a través del interior o sobre la superficie de la tierra, a diferentes velocidades; llegan a un lugar determinado en diferentes momentos y hacen vibrar las estructuras de manera diferente. El daño que puede ocasionar este movimiento dependerá de: magnitud, atenuación, duración y respuesta de sitio.

La magnitud está relacionada con la cantidad de energía liberada en el lugar de origen, la atenuación es la disminución en la fuerza de la onda sísmica a medida que se aleja del hipocentro, la duración se refiere al período de tiempo durante el cual el movimiento del terreno permanece y la respuesta de sitio es la reacción de un punto específico sobre la tierra al sacudimiento del terreno.

10.3.5 Ruptura en superficie de una falla

El fallamiento en superficie es el desplazamiento o la ruptura de la superficie del terreno debido a un movimiento diferencial a lo largo de una falla durante un terremoto. Este efecto está generalmente asociado con magnitudes Richter de 5.5 o mayores en el área epicentral, y está restringido a determinadas áreas propensas a los terremotos. Los desplazamientos del terreno van desde unos pocos milímetros hasta varios metros y generalmente el daño aumenta con el mayor desplazamiento. Si no es posible evitar la construcción en la cercanía de fallas activas, deberán ser consideradas las medidas de mitigación pertinentes en función de los códigos sísmicos vigentes. Por tanto, la ubicación ideal de un puente debe considerar la ejecución de un estudio geológico de detalle y geotécnico.

10.3.6 Fallamiento del terreno

Acá se incluyen los deslizamientos y el fenómeno de licuefacción en determinadas áreas. Ambas formas de falla del terreno son potencialmente catastróficas. Los deslizamientos inducidos por sismos ocurren bajo una amplia gama de condiciones: en terrenos con pendiente pronunciada o prácticamente planos; en roca firme, sedimentos no consolidados, relleno y acumulaciones de residuos; bajo condiciones secas o muy húmedas, entre otros. El contenido de humedad también puede ser considerado como un criterio para la falla del terreno. La licuefacción de suelos es un fenómeno en el cual los terrenos, a causa de saturación de agua y particularmente en sedimentos recientes como arena o grava, pierden su firmeza y fluyen como resultado de los esfuerzos provocados en ellos debido a los sismos. Además del movimiento sísmico, los mecanismos desencadenantes pueden incluir las erupciones volcánicas, tormentas

severas, elevación de niveles de aguas subterráneas, socavamiento debido a erosión o excavación, vibraciones del terreno inducidas por el ser humano y sobrecargas (Campbell, 1984).

10.3.7 Tsunamis

Los tsunamis son generados por un repentino movimiento vertical del piso oceánico o como consecuencia de un sismo originado tierra adentro. Este movimiento provoca un desplazamiento del agua del océano hacia la superficie en forma de grandes olas. La velocidad con la cual viaja un tsunami depende de la profundidad del agua por la cual se desplaza. Si la profundidad del agua disminuye, la velocidad de propagación del tsunami hace lo mismo.

10.4 Riesgos volcánicos

Las amenazas volcánicas derivan de dos clases de erupciones:

- Erupciones explosivas: se originan por la rápida disolución y expansión del gas desprendido por las rocas fundidas al aproximarse éstas a la superficie terrestre, lo cual genera sismos de moderada a fuerte magnitud y explosiones que expulsan bloques y fragmentos de rocas y lava, a grandes distancias del origen.
- Erupciones efusivas: la mayor amenaza impuesta por éstas es el flujo de materiales, y no las explosiones en sí. Los flujos varían en naturaleza (fango, ceniza, lava) y en cantidad, y su acción está determinada por efecto de la gravedad, la topografía y la viscosidad del material.

Por tanto, las amenazas relacionadas con las erupciones volcánicas son los flujos de lava, la caída de cenizas y proyectiles, las corrientes de lodo, la liberación de gases tóxicos y posibles derrumbes. Todas estas amenazas podrán actuar de forma diferente en un puente. Así, las expulsiones volcánicas de ceniza pueden depositar volúmenes tan altos de materia sobre la superficie de rodamiento que pueden causar el colapso de la estructura por sobrepeso: los sismos podrán actuar tal como se ha definido en el numeral 10.2.1; los flujos de lava pueden generar incrementos fuertes de temperatura en la estructura afectando su resistencia, su funcionalidad y su capacidad de servicio.

10.5 Daños por acciones antrópicas

Son diversos los casos de colapsos y fallas de puentes vehiculares a nivel centroamericano y además de los daños a consecuencia de las acciones hidráulicas y sísmicas, existen otras no menos importantes, no sólo por la gravedad de la falla y sus consecuencias sino también en términos de la cantidad de colapsos que han generado.

10.5.1 Inadecuado mantenimiento

Las grandes estructuras que se encuentran bajo el resguardo de la administración pública requieren un proceso detallado de mantenimiento, lo que a su vez demanda una adecuada planificación para asegurar su correcta conservación. La falta de mantenimiento desencadenará, con el paso del tiempo, una serie de patologías que

puedan desencadenar daños severos a las estructuras de los puentes, como se aprecia en Figura 10.13, donde se presenta oxidación de la estructura metálica, así como también deterioro de la losa.



Figura 10.13 Ejemplo de daño por inadecuado mantenimiento.

Por tanto, en función del tipo de material con el que haya sido construido el puente, las condiciones del tráfico que soporta y de su importancia para asegurar la conectividad vial, así se demandarán acciones de mantenimiento que minimicen las frecuentes patologías que obligan a realizar monitoreo periódicos para evaluar las condiciones de funcionalidad y seguridad de las estructuras a lo largo del tiempo de vida útil.

Las patologías se pueden prevenir o, al menos, reducir su impacto siempre que se desarrolle un monitoreo permanente y las consecuentes acciones de protección. Las principales patologías generadas por un mal mantenimiento y sus principales causas se detallan a continuación:

A. Grietas y fisuras:

Las causas que originan las grietas y fisuras en puentes son:

- Incremento de cargas.
- Materiales de mala calidad.
- Inestabilidad elástica (pandeo).
- Mal proceso de vibrado del concreto o deficiencias en el curado.
- Colocación del concreto durante temperaturas ambiente extremas.
- Deslizamiento del terreno.
- Fallos en las cimentaciones.
- Temperaturas extremas.
- Enraizamiento de árboles y arbustos.

B. Deterioros en el concreto

Estos deterioros en la estructura de los puentes pueden aparecer como desprendimientos, colmenas, etc., y sus causas pueden ser:

- Ausencia o pérdida de recubrimiento en las armaduras.
- Impermeabilización incorrecta o faltante.
- Colocación del concreto con temperaturas ambientes extremas.
- Vibrado insuficiente del concreto.
- Mala calidad del concreto.
- Lavado de juntas por filtraciones.
- Contaminación de áridos.
- Efectos por presencias de microorganismos.

C. Socavación de la subestructura

Cuya causa principal es la pérdida del lecho del río en los alrededores de las estructuras a consecuencia de crecidas extraordinarias. Sus principales causas son:

- Acción del agua.
- Inundaciones.
- Incorrecta ubicación de los cimientos en cauces.

D. Pilas erosionadas

Las pilas de los puentes pueden verse afectadas por:

- Ausencia de tajamares (construcción curva agregada a las pilas del puente para dividir la corriente del río) necesarios.
- Acción del agua.

E. Muros y Estribos con deslizamientos o cabeceos

Los muros y estribos de puentes pueden sufrir deslizamientos o cabeceos originados por:

- Incremento notable de cargas.
- Enraizamiento de árboles.
- Terreno mal compactado.
- Riadas, acción del agua.

- Deslizamientos de tierra.
- Soluciones estructurales mal ejecutadas: Juntas, empotramientos, apoyos, etc.

F. Fallas en los apoyos

Los apoyos de un puente pueden verse afectados por las siguientes causas:

- Dimensionamiento incorrecto de los apoyos.
- Exceso o falta de reacción vertical.

G. Fallas en las juntas

Las fallas en las juntas pueden ocasionarse por:

- Dimensionamiento incorrecto de las juntas del puente.
- Impactos de equipo y maquinaria pesada.
- Desgaste o ausencia del material de la junta.

H. Estructuras metálicas oxidadas:

Las estructuras metálicas de puentes pueden sufrir efectos de la oxidación originados por:

- Acción erosiva por fenómenos climáticos.
- Deformaciones por impactos o por el ataque de óxido.
- Ausencia de protección sobre las superficies metálicas.

I. Deterioros

Las causas de los deterioros suelen ser diversas:

- Impactos producidos por el tráfico en bordillos, barandillas, aceras, defensas, etc.
- Impactos en las vigas debido a la falta de altura de paso en túneles y puentes.
- Por desgaste y envejecimiento.

10.5.2 Fallas de diseño o construcción

De acuerdo con los casos estudiados por Muñoz E., 2011, el 27% de los puentes colapsados en el mundo fue ocasionado por deficiencias durante la construcción, relacionado con factores entre los que se destacan: insuficiente capacidad para soportar su peso propio en el proceso de empujado, falla en la formaleta con concreto fresco, falta de capacidad de anclajes, entre otros, es decir, que de los puentes estudiados han fallado durante el proceso constructivo, debido principalmente a que no se hace un diseño y planeación adecuado del sistema que se va a utilizar en la construcción, por lo que se debe dar especial atención a la calidad del proceso constructivo en todas sus etapas y los ejecutores deben cumplir cabalmente sus funciones de supervisar y asesorar la correcta ejecución de la obra.

De igual forma, al analizar los casos de colapsos se encuentra que un 15% de los éstos han sido a consecuencia de deficiencias en el diseño. Algunas deficiencias estructurales que deben prevenirse y que ocurren con cierta frecuencia son las siguientes:

- Los elementos principales de arco en acero no cumplen con relaciones ancho espesor (pandeo local) y presentan esfuerzos actuantes mayores a los permitidos.
- Presentan elementos de arco diseñados solamente a compresión y no revisados para efectos combinados de flexión biaxial más compresión.
- Modelos estructurales incompletos que no contemplan todas las características mínimas para un adecuado análisis y diseño. En el caso particular de puentes con arcos es importante un modelo tridimensional que tenga en cuenta la flexión fuera del plano que puede ser del mismo orden de la flexión en el plano.
- Selección errónea del factor de longitud efectiva (K) para la evaluación del pandeo general de la parte inicial de los elementos de un arco.
- Puentes de armadura en acero sin una evaluación adecuada de la estabilidad lateral.
- Deficiencia de análisis y diseño de las uniones en puentes metálicos. Igualmente, el diseño de refuerzos de los elementos de puentes metálicos existentes no tiene en cuenta las uniones.
- Diseños estructurales de puentes en acero, sin tener en cuenta consideraciones de fatiga para los elementos y las uniones.
- Inadecuado diseño de soldaduras.
- Fenómenos específicos de corrosión en piezas estructurales que afectan la capacidad de la estructura, no identificados en los procesos de control de calidad.

10.5.3 Sobrecarga e impactos

En la región centroamericana hay un limitado control de pesaje de los transportes de carga que transitan por las principales vías, incluyendo sus puentes y obras de paso. Esta situación puede generar daños severos en las estructuras de puentes a consecuencia de las sobrecargas (Figura 10.14).



Figura 10.14 Ejemplo de colapso por impacto de vehículo de carga.

En los años recientes, las cargas de diseño han cambiado de acuerdo con la evolución de las Normas AASHTO, por lo que es recomendable aumentar el peso de la carga de diseño hasta un 15% en las vías principales o donde se encuentren las mayores cargas, superiores a las establecidas. De igual forma es conveniente utilizar un tren alterno de cargas.

10.5.4 Incendios

Un incendio puede causar daños muy diferentes en una estructura, oscilando desde una simple mancha causada por el humo y el calor, hasta la total destrucción por combustión o pérdida de resistencia, tal como se muestra en la Figura 10.15. Algunos de los factores que influyen en el nivel de daños por la acción del fuego son:

- La naturaleza de los materiales utilizados.
- El efecto de las corrientes de aire.
- Efectos causados por enfriamientos y contracciones repentinas por lanzamiento de agua.

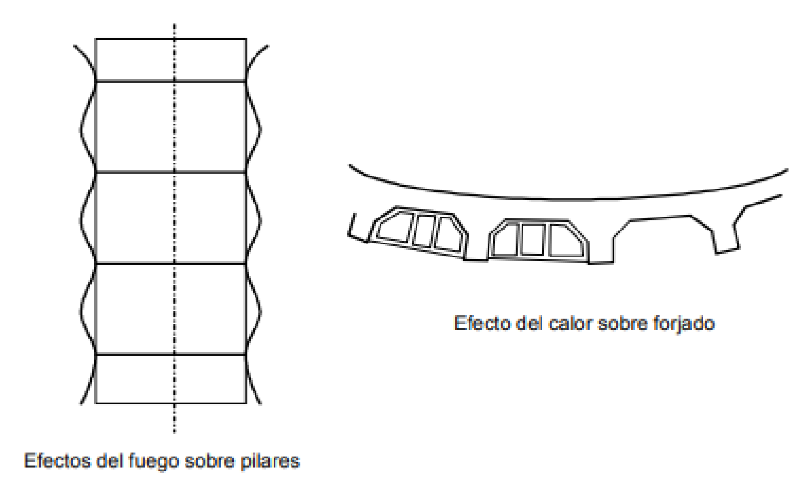


Figura 10.15 Efecto del fuego en un puente.
Fuente: Fernández, 1994.

Durante el desarrollo de un incendio se presenta una fase de iniciación con incremento progresivo y acelerado de la temperatura. Luego el fuego entra en su plenitud, estabilizándose, y la temperatura máxima y su duración dependerá de la cantidad y tipo de materiales de combustión presentes. La última fase consistente en la disminución de la intensidad de las temperaturas, debido al agotamiento del material combustible, tal como se muestra en la Figura 10.16.

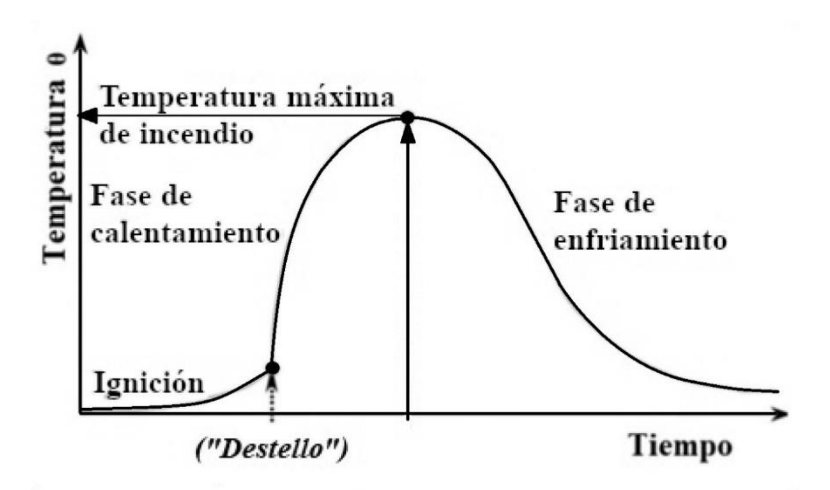


Figura 10.16 Duración de un incendio.
Fuente: Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción N° de tomo 10, 2020.

A pesar de la frecuencia y consecuencias de este tipo de eventos, la respuesta estructural de los puentes frente a fuego es una temática poco estudiada en las distintas normativas internacionales de diseño. Uno de los documentos que contiene información de diseño para este tipo de eventos es la normativa NFPA 502, aplicable para puentes de más de 300 metros de longitud.

En caso de puentes de concreto, al someterlos a la acción del fuego, sus componentes estructurales sufrirán severas modificaciones, como se muestra en las Tabla 10.2 y Tabla 10.3. En el proceso de incremento de temperatura repercute en el concreto en un fenómeno de pérdida de resistencia, el cual va acompañado de una serie de cambios de coloración. Dicho cambio persiste en el tiempo después del incendio durante días, incluso llegar hasta varios meses.

Tabla 10.2 Acción del fuego sobre el concreto.

Temperatura	Acción sobre la estructura de concreto	Efectos
100 °C	Se evapora el agua libre de los capilares.	El calor latente de vaporización, retarda la elevación de la temperatura.
200 - 300 °C	Se completa la pérdida de agua libre y parte de la absorbida, sin alterar la estructura del cemento hidratado.	El calor latente de vaporización retarda la elevación de la temperatura.
300 - 400 °C	Se produce la pérdida de agua gel del cemento. Pérdida de Hidróxidos del CHS (Silicato cálcico hidratado).	Disminución apreciable de la resistencia y aparición de fisuración superficial.
450 ° C	Parte del Ca (OH)2 (hidróxido cálcico portlandita), se transforma en cal libre CaO+H2O (Óxidos cálcicos).	Continúa la disminución de la resistencia y fisuración superficial del concreto.
600 ° C	Los ácidos se expanden fuertemente y con diferente intensidad.	Generación de tensiones internas que empiezan a disgregar el concreto.

Fuente: Fernández, 1994.

Tabla 10.3 Influencia de la temperatura en coloración y resistencia del concreto.

Temperatura	Color	Efecto
Hasta 300 °C	Gris	Descenso de la resistencia del 10%.
300 - 600 °C	Rosa a Rojo	Pérdida de resistencia en 50% Módulo de elasticidad - 80%.
600 - 950 °C	Gris con puntos rojos	Resistencia muy reducida.
950 - 1000 °C	Amarillo anaranjado	Inicio de la sintetización.
1000 - 1200 °C	Amarillo claro	Desintegración resistencia total nulas.

Fuente: Fernández, 1994.

10.6 Riesgo por vientos y huracanes

En la región centroamericana se desarrollan fenómenos atmosféricos excepcionales a los que están asociados velocidades de viento muy grandes. Estos al ir penetrando en tierra van disminuyendo la velocidad de sus vientos producto al rozamiento de las masas de aire en movimiento con la superficie del terreno, por tanto, las obras que se encuentren expuestas al mar en zonas costeras o a gran altura son más vulnerable a estos fenómenos, ya que son las primeras en recibir los efectos de los fuertes vientos. Tal es el caso de algunos puentes, algunos de los cuales han colapsado a consecuencia de las corrientes de viento.

Por tanto, al analizar el efecto del viento sobre las estructuras los estudios definen que, de acuerdo al comportamiento de la velocidad, interviene un componente estático y un componente dinámico. El primero es "aquella parte que puede considerarse actúa con velocidad media constante durante varios minutos" (Meli Piralla, 1985, p.202), el segundo es una oscilación aleatoria que tiene períodos del orden de algunos segundos y que puede denominarse efecto de ráfaga.

En estructuras donde el componente estático del viento tiene protagonismo, es decir, construcciones ligeras con grandes áreas expuestas al flujo, es fácilmente manejable el análisis del efecto del viento, no obstante, en construcciones flexibles y expuestas al fenómeno de generación de vórtices, como el caso de puentes atirantados y colgantes, es más complejo analizar el efecto del viento, ya que en estas estructuras prima el comportamiento dinámico.

Entre los daños principales que provoca la carga de viento sobre una estructura, independientemente de la tipología de la misma se incluyen deformaciones excesivas, pérdida de estabilidad, fatiga y rotura de elementos. De igual forma este fenómeno influye sobre elementos no estructurales que pueden ser afectados por el movimiento y que por tanto deberán estar aislados de la estructura por juntas especiales.

10.7 Acciones generales de rehabilitación

Las principales acciones de rehabilitación requieren de tratamientos diferentes en función del material, de la ubicación y del tipo de daño sufrido, por lo que se presentan a continuación en función del tipo de daño.

A. Reparación de grietas y fisuras en estructuras de concreto

Fisuras

a) Se limpia con soplado y se aumenta el grosor de la fisura para prepararla.

b) Se realiza un sellado con un material epóxico.

c) Se procede a inyectar resinas epóxico realizando primero los orificios donde se colocarán los inyectores.

d) Inyección mediante boquillas situadas en la parte inferior hasta que rebosa el material por la parte superior.

e) Finalmente se obturan los inyectores cerrando orificios.

Grietas:

a) Si las grietas son activas: Se limpia la grieta aumentando su tamaño, se la limpia por soplado y se preparar para sellar. Se efectúa un sellado con masillas elásticas a base de poliuretano.

b) Si las grietas no son activas: Se efectúa igual procedimiento que en el caso anterior con la diferencia que el sellado se realiza con lechada de cemento.

B. Reparación de grietas

Se inicia con una limpieza por soplado. Se practican orificios para inyectar luego una lechada de cemento comenzando por las boquillas situadas en la parte inferior; se inyecta hasta que rebosa el material por la boquilla superior. Seguidamente se realiza el sellado con mortero epóxico. Se practican orificios para inyectar luego una lechada de cemento comenzando por las boquillas situadas en la parte inferior hasta que rebosa el material por la boquilla superior y se cierran los inyectores.

En caso de grandes aberturas se efectúa el grapado con acero inoxidable o corrugado en forma de *U* provistos de alguna protección para evitar su oxidación. Finalmente se anclan al material mediante un mortero de resina epóxica con una carga pequeña de árido fino.

C. Reparación de concreto deteriorado

Se comienza en la zona deteriorada efectuando el repicado manual o con martillo neumático hasta dejar las armaduras a la vista, con la superficie sin huecos y libres de toda sustancia que impida la adherencia de los materiales a colocar. Luego se dirige un chorro de arena o con cepillado sobre las armaduras para dejarlas exentas de todo rastro de óxido y lograr una superficie rugosa en el concreto. Se aplica revestimiento anticorrosión sobre las armaduras. Se realiza puente de adherencia entre el concreto existente y material nuevo a colocar para su reparación.

Colocación del mortero de cemento y resinas sintéticas que mejoran la resistencia mecánica y logran la adherencia adecuada sobre la superficie de soporte. Se coloca una protección sobre la superficie a base de agua con resinas, actuando la misma como impermeabilizante.

D. Soluciones en Deslizamientos y cabeceos de muros y estribos

- **Grandes desplazamientos, aberturas y grietas activas**.

Se realiza el montaje de los andamios y plataformas de trabajo para apoyar la perforadora. Se definen en obra los taladros y se coloca un tubo de PVC en la perforación para evitar que se obture el orificio. Se disponen y colocan barras de alta resistencia con la placa de reparto, ajustando tuercas y contratuercas. Luego

se realiza el apriete de las mismas con una llave dinamométrica. Seguidamente se efectúa el vertido de una lechada de cemento dentro del tubo de PVC que dará protección a la barra de acero. Luego se lleva a cabo una pintura final de protección a la placa, tuerca y contratuerca, con una resina epóxica. Finalmente se retiran los andamios y plataforma.

- **Pequeños desplazamientos, aberturas y grietas no activas**.

  Se limpian adecuadamente las grietas y se las sella con una masilla elástica a base de poliuretano.

E. Deterioros por falta de mantenimiento o por impactos

Cuando las dimensiones de un puente no son suficientes para la circulación de algunos vehículos (por ejemplo: camiones con carga muy alta o con transporte de objetos sobresaliendo sobre puente de carretera), se producen impactos sobre las vigas que pueden comprometer la estabilidad de la estructura; por otro lado, la falta de mantenimiento de las estructuras puede también producir problemas serios en su seguridad estructural.

F. Reparación de Vigas

Se realiza en la zona afectada el repicado manual dejando las armaduras a la vista despejando la zona de todo material suelto o deteriorado para conseguir la adherencia de los materiales de reparación. Se realiza el cepillado manual o con chorro de arena quitando así el óxido de las armaduras y dejando las superficies rugosas para mejorar el agarre. Se coloca un revestimiento anticorrosión sobre las armaduras a base de cemento con resinas epóxica.

Puente de adherencia entre el concreto existente y el mortero de reparación. Se realiza la conveniente reposición de volúmenes mediante un mortero a base de cemento y resinas que le otorgan gran resistencia mecánica y logran buena adherencia. Finalmente se procede a darle una pintura de protección logrando una superficie impermeable y que impide la carbonatación del concreto.

G. Óxido en Estructuras metálicas

Para eliminar el óxido presente en las estructuras metálicas (causante de la corrosión), se inician las tareas montando los andamios y plataformas que se requieran para limpiar de óxido mediante sandblasting (chorro de arena) sobre toda la superficie. Ya libre del óxido y de restos de arena, se procede a la aplicación de las capas de protección:

a) Se aplica capa de imprimación epóxica enriquecida con zinc.

b) Se aplica otra capa de pintura epóxica.

c) Finalmente, se le da una mano de esmalte al poliuretano.

H. **Puentes metálicos con estructura deteriorada**

Cuando se presentan deformaciones en partes de la estructura, deben enderezarse, si es posible, sino se efectúa el reemplazo de las piezas dañadas. Para ello se procede al corte de las partes deformadas, siempre que esta operación no comprometa la estabilidad del puente. Si no se procura enderezar las piezas reforzándolas luego. A continuación, se realiza el mismo procedimiento que en el caso anterior, limpiando las superficies con chorro de arena y luego efectuando la aplicación de la protección con pinturas epóxica.



Puente Centenario - Panamá

CAPÍTULO 11
EVALUACIÓN DE PUENTES EXISTENTES

11.1 Pruebas para verificación mediante inspección de la construcción

La construcción y ensamblaje de un puente requiere de estudios acuciosos en lo que se debe tomar en cuenta diversas acciones para garantizar los aspectos de seguridad durante la construcción y se debe analizar la distribución de los recursos en función del método constructivo, ya que éste es un factor importante en la selección de la alternativa estructural de un puente. Dicha temática fue abordada en el capítulo 5 donde se describen las tipologías y los materiales comúnmente utilizados.

Para verificar la calidad del proceso constructivo y en consecuencia la seguridad estructural y la funcionalidad de la estructura es necesario llevar a cabo diversas comprobaciones que van desde las etapas previas, el proceso de construcción o montaje de los componentes, así como llevar a cabo los controles en forma paralela sobre la fabricación de elementos estructurales. Con este objetivo se recomienda considerar lo indicado en el **Manual Centroamericano de Gestión del Riesgo en Puentes, SIECA 2010**, apartado 4.5.4 y su contenido en los formularios 4.5.4.1 y el listado general de chequeo de la calidad del proceso constructivo del puente que se presenta en el Anexo D, los cuales son optativos y no pretenden interferir con las normativas vigentes de cada país, los que se podrán adaptar a las condiciones nacionales.

De previo a la inspección se requiere organizar las herramientas y el equipamiento necesario, revisar archivos y planos. Como mínimo se debe verificar:

1. Los archivos de la estructura, en caso de estar disponible.
2. Los componentes y elementos.
3. La condición del sitio.
4. Las condiciones especiales.
5. Equipo y herramientas requeridas.
6. La secuencia de la inspección.

La secuencia de la inspección depende de diversos los siguientes factores, como:

1. Tipología.
2. Condición de los componentes.
3. Condición general.
4. Requerimientos específicos del especialista.
5. Tamaño y complejidad del puente.
6. Condiciones del tráfico.
7. Procedimientos especiales.

La secuencia de inspección recomendada para un puente se presenta en la Tabla 11.1.

Los resultados de todas las inspecciones, así como las medidas correctoras adoptadas, se recogerán en los correspondientes informes que deberán generar los especialistas y/o el equipo multidisciplinario, dependiendo de la obra en análisis.

Tabla 11.1 Secuencia recomendada para la inspección.

Componente del puente	Elementos a inspeccionar
Accesorios	1. Losa de aproximación 2. Características de seguridad del tráfico 3. Superficie de rodamiento o pavimento 4. Juntas de expansión 5. Aceras y barandas 6. Drenajes 7. Señalización 8. Electricidad/ iluminación 9. Barreras y otros dispositivos para el control del tráfico.
Superestructura	1. Losa 2. Elementos principales 3. Elementos secundarios 4. Servicios Públicos instalados (teléfono, acueducto, etc.)
Subestructura	1. Apoyos 2. Bastiones 3. Pilas 4. Protección del talud 5. Fundaciones 6. Pilotes
Río	1. Perfil del río y alineamiento 2. Lecho del río 3. Diques 4. Condición de las márgenes 5. Apertura hidráulica 6. Nivel máximo y normal 7. Signos de socavación

Fuente: MOPT Costa Rica, Manual de Inspección de Puentes, 2007

11.2 Vida útil de los puentes

Los colapsos de puentes no son frecuentes y es porque la probabilidad de ocurrencia de falla es muy baja, sin embargo, se los considera inaceptables, no sólo por la implicaciones sociales y económicas sino porque se asocian a períodos de vida útil muy largos. La razón por la que los accidentes de puentes son escasos no es otra que la pronta respuesta de reparación o clausura de aquellas obras que presentan peligro de colapso.

La estimación del tiempo de vida de una estructura es un elemento importante para la valoración de la probabilidad de fallo, así como para la determinación del periodo de retorno medio de las diferentes acciones. Las recomendaciones sobre la vida esperada para puentes, es aproximadamente de 100 a 200 años, pero este valor es más un periodo de referencia para ser usado en los cálculos que un verdadero periodo de vida esperado.

La estimación de vida útil también permite prever el correspondiente costo anual en acciones de protección y mantenimiento, así como la elaboración de un programa de planificación para la sustitución de puentes existentes, tomando en cuenta que la vida residual se considera como la diferencia entre la vida media y la edad del puente, lo que permite estimar de forma aproximada las sustituciones por hacer; sin embargo, los resultados podrán ser marcadamente distintos, dependiendo de la duración de la vida media elegida, lo que a su vez dependerá de la suficiencia o no de datos disponibles para evaluar exactamente la vida media de los puentes.

Para llevar a cabo una adecuada estimación de la vida útil de un puente con fines de diseño, es importante tomar en consideración la categoría de servicio del puente, pero también será importante disponer de argumentos técnicos históricos, que podrían ser estandarizados para la región centroamericana, sobre los cuales sea posible fundamentar esa decisión.

Edad media de puentes existentes

Es importante analizar y actualizar el inventario de puentes existentes para determinar la edad de los mismos. Esta edad podrá variar considerablemente desde los puentes más antiguos hasta los más recientes. Por tanto, es esencial establecer distinciones entre los diferentes tipos de estructuras. En general, al revisar el Anexo A del inventario de puentes de algunos países de la región, podría estimarse que la edad media de diseño de los puentes existentes oscila entre 100 y 200 años para puentes de mampostería, 100 años para puentes metálicos y de unos 50 años para puentes de concreto armado. No obstante, es importante contar con un inventario actualizado de la vida media de diseño de puentes y de la edad de éstos, a efecto de lograr mejores proyecciones a futuro, en términos de conocer su vida residual y generar un plan de sustitución con las implicaciones de gestión de fondos que eso podría demandar.

Tasa anual de sustitución

Adicionalmente es importante analizar la tasa anual de sustitución de los puentes, es decir, la relación entre el número de puentes sustituidos cada año y el número total de puentes existentes. Según el informe sobre la conservación de puentes, en los países de la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económicos (OCDE), las tasas

nacionales van de 0,02 a 1,6 %, con una mayoría de valores comprendidos entre 0,2 y 0,4 %. En la región centroamericana dicha tasa anual podrá ser determinada una vez se establezca un inventario anual de la infraestructura.

Causas y razones de la sustitución

Para evaluar con más precisión la vida residual es importante analizar las causas y razones del colapso de los puentes, las que se pueden clasificar en diferentes categorías:

- Colapsos debido a errores en el proyecto o ejecución, o al deterioro de los materiales.
- Colapsos debidos al tráfico, que suele ser la menos frecuente de las causas.
- Colapsos debidos a acciones naturales, tal como socavación de cimentaciones, sismos o acción de viento, deslizamientos de tierra o avalanchas.
- Colapsos debidos a acciones accidentales como impactos.
- Demolición intencional por motivos estructurales con objeto de evitar el colapso.
- Demolición intencional por motivos de pérdida de funcionalidad: que el puente sea demasiado estrecho, que tenga escasa altura sobre una carretera o un río.

Estos factores influyen de forma diferente según el tipo de puente. La mayoría de los fallos graves o incluso colapsos de puentes de mampostería, algunos relativamente jóvenes, se deben a defectos en las cimentaciones, principalmente a causa de socavamiento o cambio en la capacidad portante del suelo, aunque los terremotos también han causado la falla o colapso de muchos puentes. Algunos han sido sustituidos porque eran demasiado estrechos o de escasa altura sobre un río. Los puentes de concreto armado han acusado la fisuración del concreto y corrosión de armaduras, especialmente aquellos de comienzo de siglo XX por su escaso recubrimiento. En algunos casos, el concreto fue demasiado pobre o se deterioró debido a fenómenos químicos, en puentes situados en ambientes muy agresivos o cuando el cemento o los áridos eran de mala calidad.

Algunos puentes de concreto presforzado han presentado defectos provenientes de fallos de diseño por mala evaluación de los esfuerzos o de falta de precauciones necesarias durante la construcción, y en otras ocasiones la calidad del concreto no ha sido suficiente, o la posición de los tendones y su protección contra la corrosión.

En puentes de acero, construidos desde principio del siglo XX la principal causa de fallas es la corrosión, cuyos efectos han sido muy distintos, según los diferentes elementos, la configuración y la calidad de conservación de la estructura. Generalmente ha sido posible reparar o sustituir elementos en mal estado y evitar accidentes. Por el contrario, los fenómenos de fatiga han causado algunos colapsos sin aviso previo. De igual forma se han dado colapsos de puentes de acero soldado por fenómenos de rotura frágil, que actualmente han podido ser eliminados con ciertas precauciones respecto a la calidad de acero y al método de soldadura.

En muchos casos, independientemente del material del puente, los problemas se han debido a filtración de agua dentro de la estructura. Por ello es importante proteger las losas por medio de capas impermeabilizantes. Las degradaciones que pueden ser

observadas son mucho más importantes cuando las capas impermeables son de baja calidad o están deterioradas.

De igual forma es importante al momento de establecer la vida media de un puente, analizar en detalle y cuantitativamente, las razones de la demolición de puentes en el pasado, lo que requeriría una larga investigación histórica y mucha información. Sin embargo, se pueden mantener al día, en cada país, las listas de sustituciones anuales de puentes, con los motivos exactos de cada decisión.

Previsiones para el futuro

Para estimar la vida residual de los puentes, no sólo es suficiente analizar las experiencias pasadas, sino que se debe considerar que las agresiones a las que estarán expuestos serán seguramente peores en el futuro. El número y peso de los vehículos de mercancías se han incrementado en los últimos anos, la demanda de autorización de transportes excepcionales es cada vez mayor y por tanto es posible comprobar, en cierto modo, la capacidad de carga y evaluar los riesgos de deterioro por fatiga de los puentes existentes bajo el actual nivel de tráfico. Sin embargo, no es posible predecir el futuro. Si el número y peso de los vehículos crece más aún en los años venideros y si hay que adaptar nuevas rutas al transporte de cargas excepcionales más pesadas, será necesario sustituir muchos puentes que ahora están en buen estado y cuya potencial vida residual se reducirá.

Será también necesario, si aumenta el tráfico, ensanchar un cierto número de puentes. En ciertos casos, se puede ensanchar la losa y revisar y reforzar los elementos de apoyo. En otros habrá que construir un nuevo puente al lado del anterior. A veces, la única solución será demoler el puente y sustituirlo por otro más amplio. En este caso, también la vida residual se acortará voluntariamente.

Respecto a las otras acciones variables, como las de viento y sismo, se ha progresado bastante y sus efectos son mejor conocidos que en el pasado reciente, sin embargo, aún no existen estandarizaciones internacionales para fijar sus valores característicos, así como discrepancias entre los códigos nacionales, que tratan de adecuarse a condiciones locales muy particulares

En cuanto a la superestructura, los adelantos de los medios de acceso y, especialmente, el uso de equipo de inspección móvil para operar desde la losa del puente ha hecho posible inspeccionar en detalle aquellas partes del puente que anteriormente eran difíciles de visitar. Se han descubierto muchos defectos visibles y se han previsto inspecciones más detalladas. Las técnicas modernas de inspección han descubierto otros defectos ocultos, que existían desde hace tiempo, pero no habían sido detectados y han obligado a tomar medidas de conservación y seguridad.

En función de los resultados de estas inspecciones, las autoridades deben tomar decisiones sobre el destino del puente. Cuando no hay problemas y no es necesaria ninguna mejora funcional, lo único que se debe asegurar es llevar a cabo la conservación normal del puente. Cuando se descubren errores, hay que escoger entre reparaciones (eventualmente con limitación de peso), y sustitución del puente. Cuando los problemas son importantes se toman medidas inmediatas: limitación del tráfico o clausura del

puente y posiblemente, precauciones contra la caída de trozos debajo del puente. Cuando son necesarias mejoras funcionales, tienen que examinarse las posibilidades de refuerzo o de ensanchamiento del puente.

En este sentido será importante estandarizar a nivel regional las revisiones y reparaciones o actualizaciones de puentes existentes enfocándose en dos áreas de trabajo, el primero, dedicado a la rehabilitación de los puentes que necesitan reparaciones; el segundo, a la mejora de las características de aquellos puentes localizados en carreteras especiales, que puedan necesitar, tanto reparaciones estructurales, como mejoras en su funcionalidad.

11.3 Evaluación de la estructura existente

Durante la vida útil de los puentes, las incertidumbres en los materiales y los estados tensionales pueden llevar a la reducción de las propiedades mecánicas en los elementos de las estructuras. Por otra parte, cada vez es mayor la cantidad de puentes u obras de paso construidas que son necesario darle mantenimiento y evaluar su estado con el paso del tiempo.

Para calibrar los modelos de análisis a partir de la respuesta obtenida en ensayos no destructivos se suelen utilizar métodos de identificación estructural. Entre los considerados se destaca la técnica de la observación, que permite la identificación paramétrica a partir de ensayos estáticos, los cuales permiten evaluar el nivel de daño estructural en los principales componentes del puente, basados en elementos finitos. No obstante, de manera previa se debe realizar el proceso de identificación y estimación de daños

En este proceso la técnica inicial es una inspección visual, que es básica en toda evaluación y que permite identificar deterioros que podrían afectar la capacidad estructural, así como defectos constructivos o de diseño. La inspección visual debe ser periódica, estandarizada y ser realizada por especialistas calificados, ya que propicia la pronta atención de daños incipientes, permite reportar daños que requieran la atención inmediata de la estructura, identifica deterioros que podrían afectar o afectan el adecuado desempeño del puente e indica también la necesidad que se realicen investigaciones con un mayor grado de profundidad mediante el uso de estudios específicos.

Posteriormente se deberá contar con un protocolo sistemático de evaluación, donde la profundidad de la investigación detallada dependerá de la peligrosidad de los daños encontrados, la importancia del puente, la información requerida para el análisis de seguridad estructural, y tomará en cuenta el tipo de incertidumbre que se identifique con la inspección visual inicial.

11.3.1 Generalidades

Una inspección de la estructura del puente implica un conjunto de acciones, desde recopilación de información (historia del puente, expedientes técnicos del proyecto, planos como construido, inspecciones previas, entre otros), hasta la toma de datos en

campo, a fin de conocer el estado del puente en un instante dado, posterior a fenómenos extremos de la naturaleza, así como el incremento del tráfico o la presencia de vehículos sobrecargados, que hacen que las estructuras de los puentes presentan deficiencias.

La inspección de un puente tiene dos objetivos, asegurar el tráfico sin riesgo sobre la estructura, y detectar las deficiencias existentes, recomendando las acciones para corregirlas. Una es inspección de seguridad y la otra para mantenimiento del puente.

Los tipos de inspección pueden ser: a) Inspección inicial (de inventario) b) Inspección rutinaria (periódica) c) Inspección de daños d) Inspección especial. En cada caso, el Especialista deberá proveer información amplia y detallada sobre el estado del puente, documentando sus condiciones y deficiencias, alertando sobre los riesgos en la seguridad del usuario y la integridad de las estructuras, debiendo evidenciar incluso los pequeños problemas para evitar que se conviertan en costosas reparaciones. Estas inspecciones deberán realizarse en forma organizada y se deberá disponer de los antecedentes del puente, incluyendo el historial, información estructural, descripción de la subestructura y superestructura, información de tránsito, evaluación de cargas e inspecciones anteriores, entre otros aspectos.

Frecuencia de las inspecciones

Los puentes en servicio es recomendable que sean evaluados, por lo menos, una vez al año, por parte de personal especialista en identificación y evaluación de daños. Los componentes sumergidos del puente es deseable que sean inspeccionados cada tres (3) años con personal y equipo especializado. La época más recomendable para realizar esta inspección es al finalizar la temporada de lluvias, por la disminución de los niveles de agua, lo que facilita el acceso bajo las obras y se pueden observar mejor los indicios de socavación, que es causa principal del colapso del puente. En casos extraordinarios se deberá disponer de Inspecciones Especiales, posteriores a eventos que pudieran haber afectado la seguridad estructural del puente.

Requisitos y obligaciones del personal a cargo de inspecciones

a) Requisitos mínimos del especialista

Ingeniero civil, habilitado en su país para el ejercicio de la profesión, con al menos entre 5 a 10 años de experiencia como mínimo en diseño, evaluación y/o inspección de puentes, con conocimiento y experiencia en materiales y el comportamiento estructural de sus elementos. Lo anterior en conformidad con los requisitos de los países y otras especialidades que demande la magnitud de la obra.

b) Obligaciones del especialista

Sus principales obligaciones serán: Organizar la inspección, incluyendo personal y equipo necesario; ejecutar la inspección siguiendo el procedimiento establecido y bajo las normativas de seguridad aplicables; elaborar el informe con las recomendaciones debidamente sustentadas y/o justificadas.

c) Equipamiento y seguridad del personal durante la inspección

Generalmente las estructuras de los puentes están a la vista, pero en muchos casos será imposible la observación detallada sin los medios auxiliares de acceso a los distintos puntos de la misma que facilitan la aproximación y seguridad del personal, y que incluyen desde los equipamientos básicos como casco, cinturones de seguridad, gafas, botas, chalecos y escaleras, hasta sistemas más complejos como las pasarelas y canastillas desarrolladas para la inspección de puentes, pasando por sistemas integrados en la propia estructura (agujeros de acceso a pilares huecas, escaleras de acceso y vigas cajón en puentes).

La cara inferior de la losa, es la zona donde suelen concentrarse la mayoría de los problemas y para salvar la dificultad del acceso es necesario contar con medios auxiliares que permitan realizar la auscultación en las máximas condiciones de seguridad para el personal que realiza el trabajo y con la mínima interrupción de la funcionalidad de la vía en la que se encuentra la estructura.

De igual forma es importante disponer de diferentes tipos de equipos o herramientas incluyendo: binoculares, flexómetro, plomadas, nivel, lupas micrométricas, calibradores de precisión, medidor de grietas óptico, medidor de espesor de pintura, termómetro, marcadores, espejos de inspección, tinte penetrante, endoscopios, cámaras fotográficas, libreta de campo, linterna, martillo, pala plana, destornillador, navaja, equipo de señalización para inspección y equipo para la verificación de niveles, estación total, miras, entre otros (Figura 11.1). Será responsabilidad del responsable del proyecto el verificar que el personal realice su trabajo con las medidas de seguridad exigibles conforme a la normativa de cada país.



Figura 11.1 Ejemplo de herramientas para inspección de puentes.
Fuente: MOPT Costa Rica, Manual de Inspección de Puentes, 2007.

11.3.2 Procedimientos de inspección

Es importante desarrollar un procedimiento sistemático de inspección de puentes. Los especialistas deberán identificar las necesidades de mantenimiento, para lo cual también deberán apoyarse con datos las cuadrillas de campo, a efecto de emitir recomendaciones prácticas y de sugerir acciones para corregir las deficiencias o impedir el incremento de los defectos que se observen durante la inspección.

El procedimiento deberá considerar acciones previas al trabajo de campo, para la ejecución de la inspección en campo y para la identificación de daños. Además de los defectos que pueda haber, las inspecciones deben buscar las condiciones que puedan indicar posibles problemas futuros y recomendar las pruebas posteriores necesarias para una evaluación integral.

a) Acciones previas a los trabajos de campo

Se debe revisar el inventario y los informes de inspección anteriores, a fin de tomar conocimiento si existen circunstancias especiales, como daños observados anteriormente, o elementos estructurales que necesiten una inspección más detallada.

b) Acciones en el campo

En campo se realizarán las siguientes acciones:

- Tomar las medidas de seguridad necesarias.
- Verificar la categoría de puente.
- Iniciar la inspección tomando una foto de identificación del puente.
- Tomar una fotografía del acceso al Puente.
- Inspeccionar y calificar la condición de cada uno de los componentes del puente, incluyendo estribos, pilares, aletones, losa, vigas, diafragmas, elementos de arco, reticulados, elementos de puente colgante, aparatos de apoyo, junta de expansión, superficie de rodadura, aceras, barandas, señalización, accesos, taludes, defensas, cauce, y cualquier otro relevante.
- Inspeccionar y calificar taludes y obras de protección en los extremos del puente.
- Tomar fotografías en los diferentes tipos de estribos y pilares.
- Revisar y valorar los pilares, apoyos, el cauce, y la parte de la superestructura.
- Tomar una foto de la elevación del puente que muestre la subestructura y la superestructura.
- Calificar la condición del puente en general.
- Asegurarse que todas las partes observables del puente han sido inspeccionadas y que el levantamiento de información se encuentra completa y correctamente formulado.

c) Acciones para detectar daños comunes

Para definir los daños más frecuentes es conveniente inspeccionar por tipo de material lo siguiente:

Componentes de Concreto: Los daños comunes en los componentes de concreto, incluyen grietas, escamas, delaminación, descascaramiento, afloramientos, desgaste o abrasión, daños de colisión, pulido, y sobrecarga.

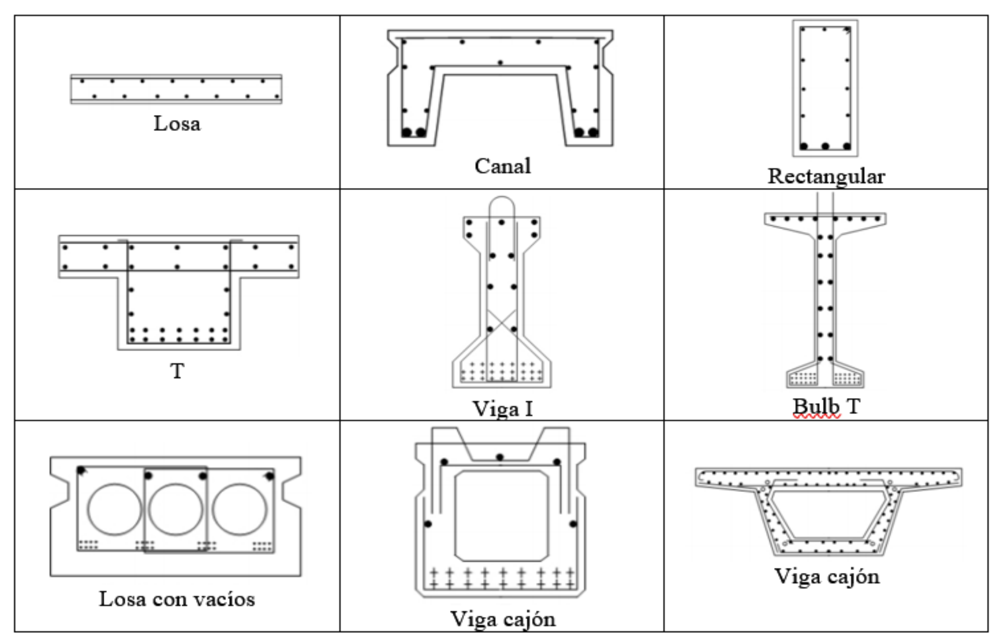


Figura 11.2 Algunos elementos comunes de concreto en puentes
Fuente: FHWA, Bridge Inspector's Reference Manual, 2012

Los agrietamientos son usualmente finos para ser detectados a simple vista. Se clasifican como grietas finas, medias o anchas. Las primeras son usualmente insignificantes, pero deben ser reportadas como una advertencia. Las grietas medias y anchas son significativas para la capacidad estructural y deben ser registradas y monitoreadas en los reportes de inspección. También pueden ser clasificadas como estructurales y no estructurales: las primeras requieren atención inmediata, toda vez que ellas afectan la capacidad del puente. Las grietas no estructurales son causadas por expansión térmica y contracción de fraguado; en losas debe tenerse especial cuidado, puesto que el agua de infiltración de lluvia puede conllevar a la corrosión de la estructura.

El desgaste de la superficie de rodadura es la pérdida gradual y continúa de superficie de mortero y agregado sobre un área y podrá catalogarse como: ligero, medio, duro y severo.

La delaminación ocurre cuando capas de concreto se desprenden cerca del nivel superior o exterior del refuerzo de acero, la mayor causa es por la expansión por la corrosión del refuerzo del acero debido a la intrusión de cloruros o sales.

Todos estos defectos en el concreto deben ser inspeccionados visualmente y de ser necesario, completados con exámenes físicos. La inspección visual permitirá observar los deterioros primarios, su longitud, dirección, localización y extensión, así como manchas de óxido, que deberán ser medidas y reportadas en las notas de inspección. Los exámenes físicos más comunes, por su costo y tiempo de ejecución son el sondeo con martillo y la cadena arrastrada. El primero se usará para detectar áreas de concreto hueco y también delaminación. El segundo se usará para evaluar con bastante precisión la integridad del concreto, aunque su aplicabilidad en losas deberá analizarse cuidadosamente.

Componentes de Acero: Daños comunes en los distintos componentes de acero (Figura 11.3) incluyen la corrosión, el agrietamiento, daños por colisión y sobreesfuerzos. La forma más común es la corrosión y los agrietamientos usualmente se inician en las conexiones, en el extremo final de la soldadura o sobre un punto corroído de un miembro y se propaga a través de su sección transversal hasta la fractura del miembro.

El agrietamiento por fatiga se desarrolla en estructuras de puentes debido a la repetición de cargas. El especialista deberá identificar detalles constructivos susceptibles a la fatiga y llevará una inspección completa de dichos detalles. Para estructuras pintadas, una rotura en la pintura acompañada por manchas de oxidación indica la posible existencia de una grieta de fatiga. Adicionalmente, se deberán pruebas con tintes penetrantes, para identificar la grieta y determinar su extensión.

Los sobreesfuerzos de un componente pueden ser el resultado de muchos factores tales como pérdidas de sección compuesta, pérdidas de arriostre y falla o asentamiento de los elementos de apoyo. Son síntomas de daño debido a sobreesfuerzos las elongaciones inelásticas o decremento del área de acero de la sección transversal en miembros en tensión y el pandeo en miembros en compresión.

Los daños debido a colisión vehicular, incluidas perdidas de sección, agrietamiento y distorsión de formas serán cuidadosamente documentados, debiendo iniciarse inmediatamente las reparaciones y hasta que éstas hayan culminado, se deberá restringir la circulación vehicular.

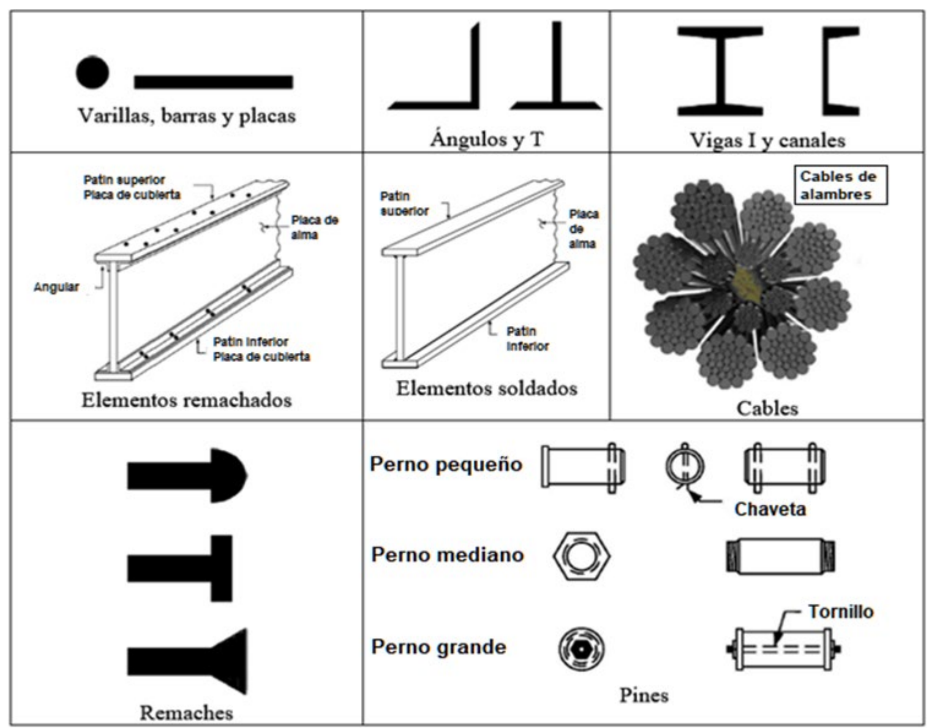


Figura 11.3 Algunos componentes de acero en puentes
Fuente: FHWA, Bridge Inspector's Reference Manual, 2012

Losas: Los defectos más comunes en losas de acero son fisuras en soldaduras, seguros rotos, corrosión y conexiones sueltas o rotas. En un sistema de piso de acero corrugado, la pérdida de sección debido a la corrosión puede afectar la capacidad de carga de la cubierta.

Los defectos comunes en losas de concreto son desgaste, escama, delaminación, descascaramiento, grietas de flexión longitudinal, grietas de flexión transversal en las regiones de momento negativo, corrosión de la armadura de refuerzo, grietas debido a agregados reactivos y daño debido a contaminación química.

Componentes sumergidos: Corresponde a componentes de la subestructura, en cuya inspección se necesitan equipos especiales para los componentes sumergidos; asimismo para la visibilidad debe utilizarse equipos adecuados de iluminación. Los componentes de las estructuras de acero son susceptibles a corrosión, especialmente en las zonas afectadas por la humedad.

Juntas: Los daños en las juntas son causados por impacto vehicular, temperaturas extremas y acumulación de tierra y escombros. Los daños por escombros y tránsito de vehículos pueden causar que la junta sea rasgada, que los anclajes sean arrancados o removidos totalmente. Las temperaturas extremas pueden romper la adherencia entre la junta y la losa e incidir en la remoción total de la junta. La función primaria de la junta es acomodar la expansión y contracción de la superestructura del puente.

Apoyos: Pueden ser categorizados en dos grupos: metálicos y elementos elásticos (elastómeros. Los apoyos metálicos pueden volverse inoperativos debido a corrosión, acumulación de escombros, u otras interferencias. Apoyos congelados pueden generar flexiones, ondulaciones y alineamiento inapropiado de miembros. Otros tipos de daños son pérdidas de seguros, rotura de soldadura, corrosión en la superficie deslizante.

Los principales daños a identificar en placas de apoyos elásticos son: excesivo abultamiento, rompimiento o desgarramiento, corte y falla por corrimiento.

Ejecución de la inspección

La inspección visual nos permite determinar el agrietamiento, corrosión, las deformaciones y las flechas en la estructura del puente. La cual debe complementarse con una auscultación mediante métodos topográficos, magnéticos, eléctricos y químicos para determinar corrimientos, posiciones de armadura y acercarse a la determinación del grado de corrosión de las armaduras. Con esto, será posible brindar recomendaciones a la administración sobre las posibles acciones en función de la condición del puente. En función del nivel de riesgo asociado se propone la siguiente clasificación:

- Muy bueno: no se observan problemas y su funcionalidad y seguridad son satisfactorias (sin riesgo).

- Bueno: Se detectan algunos problemas menores y cierto deterioro de mínima importancia pero que debe registrarse. La capacidad del puente es suficiente para su operación normal (mínimo riesgo).
- Regular: Los elementos primarios están en buen estado, pero los elementos secundarios muestran deterioro. Posible pérdida de sección, grietas o descascaramiento, lo que implica deficiencia en el puente (hay riesgo en su seguridad).
- Malo – riesgo serio: La pérdida de sección, deterioro o socavación afectan seriamente a los elementos estructurales primarios, y hay posibilidad de fracturas locales en el concreto y fatiga en acero, lo que implica un riesgo serio.
- Muy malo: Existe un avanzado deterioro de los elementos estructurales primarios, como grietas de fatiga en acero o de corte en el concreto y la socavación puede comprometer el apoyo por lo que es recomendable cerrar el puente, lo que implica un riesgo alarmante.
- Pésimo: Se observa fácilmente gran deterior o pérdida de sección en elementos estructurales críticos, existen desplazamientos horizontales o verticales y el puente debe cerrarse inmediatamente. Esto se corresponde con un nivel de riesgo inaceptable que imposibilita su uso y debe analizarse la mejor opción entre derribarlo y construir uno nuevo o repararlo.

Tomando en cuenta esta clasificación, se debe llevar a cabo la inspección de los diferentes elementos, los que podrán agruparse en: cimentaciones, superestructura y dispositivos básicos de protección.

Cimentaciones: normalmente la inaccesibilidad a la cimentación hace que las posibles fallas tengan que ser detectadas indirectamente, a través de signos en la superestructura o en forma de movimientos excesivos, fisuración, etc. Por su interés con relación a posibles fallas en la cimentación cabe señalar la utilidad de dos actividades: la nivelación de la losa y las inspecciones subacuáticas. En los estribos, pilares y sistemas de apoyo generalmente se encuentra una amplia variedad de defectos y deterioros observables, los cuales puedan ser indicios de otros problemas relacionados con la cimentación, estabilidad, infiltración y el mal funcionamiento de apoyos.

Superestructura: la inspección de los elementos de la superestructura y los daños que estos presentan varían notablemente en función al tipo de puente.

Dispositivos básicos de protección: necesitan una constante inspección e incluyen barreras de concreto, barandas, dispositivos básicos de transición y contención, losas de transición, estribos, cortinas, alas, juntas de dilatación, drenaje, pavimentación, aparatos de apoyo y señalización.

d) Consideraciones para la inspección

Se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

Inspección del cauce: Para prevenir problemas posteriores, es conveniente investigar las siguientes condiciones:

- Si existe adecuado espacio bajo el puente para permitir el paso de las aguas. Los depósitos de arena y/o grava, pueden reducir este espacio.
- Si hay estabilidad y buen comportamiento de los bordes y protección de orillas.
- Posible obstrucción del cauce con maleza o crecimiento de plantas que puedan contribuir a la socavación o riesgo posible de incendio.

Un registro del perfil del cauce da información valiosa sobre la tendencia del río a erosionar, cambiar de curso, de gradiente, entre otros. Estas indicaciones ayudarán a proyectar protecciones a los pilares o estribos, sobre todo a sus cimentaciones.

Estribos y pilares: Cuando se inspeccionan estribos o pilares de concreto, debe observarse defectos de cualquier tipo, siendo los más frecuentes los siguientes:

- Deterioro del concreto en la línea de agua.
- Deterioro del concreto en la zona de los apoyos.
- Grietas en los estribos, especialmente en la unión entre el cuerpo y los aletones. Estas grietas deben observarse a través del tiempo, y si continúan pronunciándose indican un movimiento estructural que puede ser causado por problemas de cimentación.

Aparatos de apoyo: Los aparatos de apoyo, sean fijos o móviles, deben ser examinados para asegurar que funcionen debidamente, ya que su mal funcionamiento puede ser causa de desplazamientos en pilares o estribos. Pueden sufrir daños por causa del tráfico pesado, por suciedad acumulada. Si se advierte un mal funcionamiento, debe notificarse de inmediato

Si existe este tipo de problema debe efectuarse la siguiente inspección:

- Observar si los pernos de anclaje están dañados o si las tuercas necesitan ajuste.
- Verificar si los elementos de expansión permiten el movimiento de acuerdo a su diseño.
- Verificar si hay suciedad o escombros alrededor de los aparatos de apoyo.
- Observar si hay exceso de deformación o rotura en las placas de neopreno.
- Observar los rodillos y su condición de apoyo móvil.

Vigas y largueros: Estos elementos pueden ser fabricados en madera, acero o concreto. Cada material presenta problemas específicos para su mantenimiento, los cuales deben ser revisados y analizados.

Vigas de madera:

- Rajaduras, deterioro, roturas, ataque de insectos y hongos.
- Falta de tratamiento superficial que permite que se desarrollen grietas longitudinales y se extiendan a todo lo largo de la viga.
- Aplastamiento en la zona de apoyo que normalmente indica debilitamiento o reducción de capacidad del material.
- Pérdida de conexiones o de diafragmas entre largueros

Vigas de acero:

- Oxidación bajo la zona de las juntas de dilatación
- Oxidación de la viga debido a humedad que pasa por grietas de la losa.
- Deterioro de la pintura.
- Conexiones sin la debida sujeción.
- Corrosión y rajaduras alrededor de remaches y pernos en la unión de elementos de una viga.
- Fisuras en la soldadura y el metal de base.

Vigas de concreto:

- Desintegración de la losa de una viga de sección T.
- Inoperancia de los aparatos de apoyo.
- Exposición del acero de refuerzo por corrosión.
- Grietas en los extremos de las vigas.

Cualquiera de los defectos mencionados con respecto a vigas de concreto, son muy significativos en vigas pretensadas. Si se encuentra una grieta abierta en un elemento debe ser advertido y notificado de inmediato.

Reticulados: Los reticulados pueden ser clasificados en tres categorías, según su posición respecto a la losa de la rodadura: superior, intermedio o inferior. La inspección debe iniciarse observando la línea de la baranda para ver si hay desalineamientos en los elementos tanto en el plano vertical como en el plano horizontal. Cada miembro del reticulado debe ser inspeccionado, incluyendo lo siguiente:

- Observar el alineamiento del reticulado y su gradiente.
- Verificar libre movimiento en los sistemas de apoyos extremos y en las placas de expansión.
- Comprobar que los elementos en compresión no estén torcidos.
- Observar si los arriostramientos han sido dañados por el tráfico.
- Examinar la pintura y extensión de la corrosión alrededor de pernos y remaches.
- Comprobar si los pines de las conexiones están en su sitio.
- Verificar la existencia de pernos o remaches sueltos, faltantes u oxidados.
- Examinar los cordones en tensión, para detectar fisuras, especialmente en las conexiones.
- Observar si hay pérdida de sección por corrosión en el acero.

Losas: Deben examinarse para determinar si hay riesgo de deslizamiento de los vehículos sobre su superficie debido a falta de rugosidad en el piso. Debe observarse que no haya empozamiento de agua por la obstrucción de los drenes, los que deberán funcionar sin afectar partes estructurales o al tráfico que pasa en un nivel inferior.

- Losas de acero: Deben examinarse para ver si hay corrosión o soldaduras en malas condiciones, si hay suciedad acumulada en los pisos de parrilla en las zonas de apoyo sobre largueros, si hay planchas sueltas o sí la pintura está deteriorada.

- Losas de concreto: Deben examinarse para detectar grietas, descascaramiento u otros signos de deterioro. Debe observarse con cuidado el acero de refuerzo para determinar su estado. Las grietas en el concreto permiten que la humedad afecte al acero de refuerzo el cual al oxidarse se expande y causa desprendimiento del concreto.

Superficie de rodadura: El deterioro en la losa del puente, puede ser causado tanto por agentes naturales como por el incremento de cargas rodantes, así como también por daños producidos por impactos de vehículos y por el tiempo de servicio o período de la vida útil.

Cualquier tipo de superficie de rodadura puede ocultar los defectos de la losa, por lo que debe observarse con mucho cuidado para buscar evidencia del deterioro. En algunos casos se debe remover pequeñas secciones para facilitar una mejor investigación.

Las acciones del tráfico vehicular inciden directamente en la superficie de rodadura, lo que produce el agotamiento por fatiga o el desgaste de sus componentes. El deterioro por desgaste o abrasión es causado generalmente por el exceso de cargas, descarrilamiento de autos, colisiones del tráfico con las estructuras, etc. Cuando se producen estos daños, aunque no constituyan un peligro inmediato para el buen funcionamiento de la estructura, el especialista debe registrar el grado de desgaste que presenta, describiendo los daños, complementando la información con fotografías, de tal manera que se pueda monitorear.

Acceso al puente: Los accesos deben estar a nivel con la losa. Si la transición no es suave los efectos del impacto pueden aumentar la energía de las cargas que ingresan al puente, causando daño estructural.

El pavimento de los accesos debe observarse para detectar la presencia de baches, asentamientos o excesiva rugosidad. La junta entre las losas de aproximación y los estribos, diseñada para el movimiento causado por las variaciones de temperatura, debe ser examinada para comprobar su debida abertura y sello apropiado. En la evaluación de los accesos al puente se considerará también el estado de los guardavías, las bermas, taludes y drenaje.

En todos los casos precedentes, es decir para los diferentes componentes y diferentes tipos de material, el especialista investigará visualmente la extensión de los daños y los documentará apropiadamente en los reportes de inspección de la condición global del puente. De igual forma podrá requerir el desarrollo de exámenes físicos que podrán utilizarse haciendo uso de técnicas destructivas y no destructivas para el posterior análisis de la capacidad del puente.

Evaluación de la capacidad portante: En caso que sea posible mantener el puente, es necesario evaluar su capacidad portante, para valorar adecuadamente su condición estructural y el nivel de riesgo. Excepto en puentes recientes, las especificaciones de proyecto han cambiado desde su construcción. Las cargas establecidas en los códigos han aumentado con el número y peso de los vehículos, las tensiones

admisibles también han aumentado, por lo que el resultado del cálculo generalmente aparece más desfavorable que el cálculo original y el nivel de seguridad parece ser insuficiente comparado con el de los puentes nuevos. En ese tema, se destaca que hay diferencias considerables e injustificadas entre los códigos nacionales, tanto en los sistemas de cargas de tráfico como en los elementos de seguridad a tener en cuenta en un proyecto específico.

En primer lugar, debe hacerse una distinción entre estados límites últimos y de servicio. Gracias a esta distinción, es posible tratar de diferenciar los efectos de las acciones que son realmente peligrosas y los de aquellas que podrían tener únicamente consecuencias menores.

En segundo lugar, será útil referirse a conceptos probabilistas para evaluar los parámetros aleatorios a tener en cuenta, ya que no son iguales a los de una estructura de nueva construcción. Cuando el puente existe, las cargas permanentes se conocen con más precisión (si las dimensiones reales han sido comprobadas), y solo se tienen en cuenta las incertidumbres residuales. En cuanto a las acciones variables, se puede considerar que la vida residual del puente existente será más corta que el tiempo de vida de un puente nuevo. Por tanto, el periodo de referencia y, consecuentemente, los valores característicos de las acciones deben reducirse. Sin embargo, la evaluación de estos períodos de vida no es suficientemente segura para llegar a conclusiones precisas. Para la combinación de acciones, la probabilidad de ocurrencia simultánea de valores desfavorables de algunas acciones independientes es pequeña, por lo que los valores de algunas de las acciones variables pueden reducirse, como sería el caso de combinar la carga más pesada con la acción de viento más intensa.

La resistencia de los materiales podrá medirse por ensayos de laboratorio de muestras extraídas de la obra y el comportamiento mecánico puede apreciarse por el aspecto externo y por las flechas de los elementos portantes, así como por un riguroso examen de los apoyos y juntas de expansión. En este momento puede ser necesario efectuar investigaciones más completas para determinar el estado interno y el comportamiento de la estructura, entre los que se incluyen algunos métodos de ensayos no-destructivos que pueden aportar valiosa como: esclerómetro, detector magnético, instrumentos de ultrasonido, medidor de fisuras, bandas extensométricas, gammagrafía, células de carga, entre otros, los que el especialista deberá definir a partir de la inspección visual.

El análisis estructural se efectuará en el puente en su estado real y, de ser posible, en su estado después de la reparación o refuerzo, teniendo en cuenta el comportamiento real de la estructura, la influencia de la fisuración las fuerzas de rozamiento y la redistribución de tensiones. Con los métodos actuales este cálculo será más preciso que los cálculos originales. Esto llevará a una evaluación de la capacidad portante por parte del Especialista.

Los resultados del cálculo se pueden confirmar por medio de pruebas de carga estática a escala real que permiten una comparación entre las deformaciones

teóricas y las halladas experimentalmente, y también se puede hacer una comparación entre las tensiones calculadas y medidas en determinadas secciones.

De ser posible se podrán realizar pruebas dinámicas, que den información complementaria acerca del estado y evolución de la estructura. Estos ensayos son útiles para comprobar el comportamiento global del puente y para detectar los defectos que no se han tenido en cuenta en el estudio teórico. Sin embargo, no permiten determinar la máxima capacidad portante del puente, ya que las cargas de prueba están necesariamente por debajo de la carga última, así como tampoco su resistencia frente a una combinación de varias acciones diferentes.

En este aspecto será importante la determinación de las tensiones admisibles o factores parciales de seguridad, que no son necesariamente los mismos que los de las estructuras nuevas. Cuando los datos que se refieren a un puente existente son suficientes para disminuir las incertidumbres, se puede considerar que su nivel de seguridad es el mismo que el de un puente nuevo, aun cuando los valores numéricos de los factores de seguridad utilizados en el cálculo sean más bajos.

11.4 Patologías en Puentes

Aspectos generales

La calidad operativa de un puente puede ser medida en función de su resultado funcional, estructural, económico y estético. Un adecuado diseño estructural es de vital importancia puesto que interferirá con su factibilidad, sus costos, así como su funcionalidad y estética. Sin embargo, la eficiencia estructural generalmente no es considerada como una cualidad, sino como un prerrequisito de un diseño satisfactorio.

Por tanto, además del diseño, es requisito para asegurar su funcionamiento seguro y eficiente a lo largo de su vida útil, un continuo y permanente programa de mantenimiento a través del cual sea posible realizar inspecciones periódicas para comprobar el estado de los elementos que conforman la subestructura y la superestructura, prestando especial atención a señales como grietas, problemas de drenaje, corrosión, entre otros dan indicios de falta de mantenimiento y que deberán tratarse con la celeridad del caso para evitar reparaciones posteriores más costosas.

Algunos de los factores más comunes que influyen en el deterioro de un puente son su uso continuo, los cambiantes factores climáticos, los movimientos de asentamiento o sísmicos y, por supuesto, la antigüedad de las estructuras. Estas son las razones por las cuales los puentes requieren de inspecciones rigurosas periódicas, tomando en cuenta que estas patologías estarán asociadas al tipo de material del puente.

El ciclo de vida de un puente es el período durante el cual las características químicas y físicas de los materiales de sus componentes permanecen sobre los límites mínimos especificados para su función, por lo que el ciclo de vida puede ser extendido en forma significativa con un adecuado programa de mantención estructural.

El estudio de las patologías estructurales involucra el análisis detallado del problema, describiendo sus causas, formas manifiestas, mecanismos de ocurrencia y propagación,

mantenimiento estructural y profilaxis. Con una correcta estimación del caso, es posible establecer medidas terapéuticas para revertir el efecto negativo y el consecuente riesgo asociado a las posibles patologías. En la Tabla 1.2 se muestran la clasificación general de las medidas de remediación que pueden ser adoptadas en función de cada caso.

Tabla 11.2 Posibles medidas de corrección para estructuras de puentes.

Tratamiento	Característica
Recuperación.	Procedimientos para recuperar la capacidad de resistencia y soporte de la estructura.
Restauración.	Intervención que sólo restablece las condiciones estéticas de la estructura.
Reforzamiento.	Ejecución de acciones para aumentar la resistencia y su capacidad de soporte.
Limitación de vida útil.	Es adoptado cuando el tratamiento de recuperación no es económicamente factible.
Demolición y reemplazo.	Tratamiento que puede llevar a una demolición parcial o completa.

Fuente: Elaboración propia.

Patologías en puentes de concreto reforzado y pretensado

El concreto, tiene una naturaleza inestable a través del tiempo, presentando algunos cambios químicos y físicos en sus características, debido a las propiedades de sus componentes y a sus reacciones ante factores ambientales propios del lugar donde la estructura desarrolla su función. Existen muchos factores que influyen en el comportamiento final del concreto, los más relevantes en este caso son: calidad del material, relación agua/cemento, medio ambiente, medidas y la calidad del proceso de construcción de obra.

En el análisis de la estructura dañada, el reconocimiento de la causa patológica es indispensable junto con correcto tratamiento, necesario para garantizar la minimización de la patología después de la corrección y del proceso de recuperación. Según Ripper y Souza (1998), las causas del deterioro de las estructuras pueden ser divididas en dos grupos, pudiendo ser causas intrínsecas y extrínsecas.

Las causas intrínsecas son aquellas que residen en la estructura misma y tienen su origen en los componentes y materiales de la estructura. Son causas provocadas por errores humanos durante la ejecución de la obra, así como por agentes naturales externos como ataques químicos e incluso accidentes. Mientras que las causas extrínsecas son aquellas independientes de la estructura misma, ya sea por su composición o fallas durante la ejecución, por lo que pueden ser entendidas como factores que agreden las estructuras "desde fuera hacia adentro" durante todo el proceso de concepción, ejecución, diseño y vida útil.

Grietas: Pueden tener origen en muchos factores, y por tanto pueden encontrarse por:

- Deformación de tensión o compresión (estado crítico de leve colapso).
- Esfuerzo cortante o torsión, que constituyen un estado crítico de leve colapso.
- Desplazamiento del concreto.
- Contracción.
- Deformación de longitudes térmicas o higroscópicas.
- Deficiencia en el posicionamiento de equipo de soporte y detalles en las juntas dentadas.

Fisuras: Son el resultado de esfuerzos que actúan sobre los elementos estructurales. Normalmente cualquier elemento de concreto reforzado es propenso a presentar fisuraciones bajo cargas normales de servicio, sin embargo, cuando el ancho de las fisuras producidas es grande (normalmente mayor a 0.5 mm) se considera como una manifestación patológica y pueden afectar el funcionamiento de la estructura.

Por tanto, se definen las siguientes variables para describir un patrón de fisuras: el espesor, la longitud, la dirección y la distancia entre estas, variables sobre las que se deberán anotar las observaciones que se consideren relevantes sobre el elemento en el cual se presentan las fallas.

Aplastamiento Local: Son fracturas y grietas que se generan debido a la alta concentración de cargas en las zonas de apoyo de los elementos. Los daños producidos por aplastamientos normalmente se manifiestan en fracturas localizadas bajo la carga concentrada. Esta patología es producto de una transición incorrecta en los elementos de apoyo, por ausencia de amortiguamiento.

Asentamientos: Estos daños se relacionan con las fisuras en la parte superior o inferior de las vigas adyacentes, deflexiones y fracturas en los apoyos. Cuando las fisuras son por asentamiento, estas son en dirección vertical o con poca inclinación, de ancho y longitud variable.

Vibración: Es el resultado del excesivo movimiento que puede presentarse en la estructura por falta de rigidez, ya sea por sobrecarga o malos cálculos en el diseño. Si la excesiva vibración no se controla se produce fatiga en los diferentes elementos del puente, con el consecuente posible colapso del puente.

Daños en el proceso constructivo: Los daños por construcción se presentan por diferentes factores, entre los que destacan el uso de materiales de baja calidad o no usar la dosificación correcta de materiales. Algunas de las causas más comunes que producen los daños por construcción son: una inadecuada interpretación de los planos; localización equivocada del refuerzo, deformaciones en la formaleta; descimbrado inadecuado o anticipado, ausencia o mala protección y curado del concreto; carga prematura de la estructura, entre otros.

Las patologías, asociadas a los daños por construcción son las siguientes:

- Colmenas: Es la presencia de orificios superficiales que presenta el concreto al desencofrar, dejando el acero descubierto. Esto sucede por un mal proceso de vibración o dosificación inadecuada de sus materiales (agua, agregados y cemento).
- Segregación: Normalmente se presenta cuando hay una dosificación inapropiada, concreto vertido de alturas excesivas, falta o exceso de vibrado o agregados muy gruesos.
- Fisuras por retracción: Estas son de poco espesor (0.2 mm a 0.4 mm) y la longitud puede ser de hasta 1.5 metros, y se presentan cuando el concreto está muy fresco.
- Construcción inadecuada de juntas frías: Estas se presentan cuando el concreto se vacía en diferentes días o tiempos, que no se tratan correctamente.
- Recubrimiento inadecuado y exposición de refuerzo: Cuando el acero queda expuesto es por el mal proceso de construcción, generando problemas de corrosión.
- Corrosión del concreto: es el deterioro en el que las reacciones producidas son químicas y no electroquímicas, pudiendo ocurrir en tres formas: lixiviación, reacción de iones y expansión.

Daños durante el funcionamiento: Corresponden a aquellas afectaciones que se presentan en la vida útil del puente y están asociadas a situaciones físicas, mecánicas, químicas o biológicas, externas al proceso constructivo como: accidentes, aumento de cargas, incendios, explosiones, entre otras.

Las principales patologías producidas por las fallas o daños del funcionamiento que deberán ser identificadas, registradas, verificadas, monitoreadas y corregidas son:

- Infiltración y eflorescencia: Las eflorescencias consisten en el depósito de sales que son lixiviadas fuera del concreto, las cuales se cristalizan luego de la evaporación del agua que las transportó, por lo que ocurren frecuentemente en la superficie del concreto cuando el agua tiene la posibilidad de percolar a través del material, en forma intermitente o continua, o cuando se presentan procesos de humedecimiento y secado alternadamente. Las eflorescencias en sí mismas no constituyen un problema de durabilidad de las estructuras, sin embargo, además de afectar la estética, ocasionan un incremento de la porosidad del concreto y un aumento en la permeabilidad, permitiendo que el concreto sea más vulnerable a otras patologías que deterioran la estructura.
- Carbonatación: Es la reacción que se presenta entre el dióxido de carbono (CO_2) del aire atmosférico o del suelo con los componentes alcalinos del concreto $Ca(OH)_2$, generando carbonato de calcio ($CaCO_3$) y la disminución de la reserva alcalina del concreto. La carbonatación es un proceso que avanza lentamente, pero de forma continua hacia adentro de la superficie expuesta del concreto, facilitando el proceso corrosión del acero de refuerzo de las estructuras de concreto y finalmente su mismo deterioro.
- Corrosión del acero de refuerzo: Los ambientes agresivos, una alta porosidad, alta capilaridad, deficiencia en el grosor de la cubierta, materiales de construcción defectuosos y grietas severas son factores predominantes de corrosión en el acero reforzado.

- Contaminación del concreto: Es cuando se presentan microorganismos en el concreto aumentando su permeabilidad y la saturación del material, lo que genera humedad de la estructura y le da al concreto un color diferente al natural.
- Fallas por impacto: Cuando un cuerpo impacta sobre una estructura genera diversas consecuencias, dependiendo de factores tales como: la velocidad y tamaño de elemento que impacta, la resistencia y el estado del material que es impactado.
- Socavación: Es causado por el agua o diferentes materiales que son transportados por la corriente, causando que se acumulen en los estribos, aletas, pilas o lechos de ríos pudiendo afectar la estabilidad de estos componentes y de toda la estructura.
- Reacciones químicas: Además de las reacciones químicas necesarias para la hidratación de los componentes del concreto, que inducen a deformaciones por encogimiento, pueden existir reacciones nocivas tales como reacciones expansivas.
- Daño provocado por la colisión de vehículos y fuego: La colisión de un vehículo contra las estructuras del puente provoca cargas extremas y elevadas difíciles de dimensionar, causando deformación aguda y daños tales como el desprendimiento de la cubierta y la exposición de la barra de acero reforzado, exigiendo un programa de protección para tales reparaciones.
- Deterioro del concreto pretensado: Los elementos de concreto pretensado pueden sufrir pérdida de adherencia entre el acero tensado y el concreto; relajación del acero pretensado; retracción del concreto; corrosión por deformación del concreto bajo tensión del acero pretensado; así como deficiencia de la barra de acero de refuerzo pasiva en el anclaje.

Patologías de puentes de acero

Davison y Owens (2003) observaron que el acero estructural cuya aleación metálica está compuesta principalmente de hierro y pequeñas cantidades de carbón (de 0.002% a 2.0%), posee propiedades de resistencia y ductilidad. Además de los tipos de patologías presentes en las estructuras de acero, descritas a continuación se observa que en las estructuras compuestas (vigas y placas) fabricadas en acero y concreto, muy empleadas en la construcción de puentes pequeños y de tamaño mediano, también se debe verificar la integración entre el concreto y el acero, es decir las conexiones. Las principales patologías en estructuras de acero son las siguientes:

Oxidación del acero: La causa más frecuente de deterioro en las estructuras de metal es la oxidación del acero, la cual es contrarrestada por la aplicación adecuada de pinturas a intervalos máximos de cinco o hasta diez años, dependiendo del ambiente. Además, es esencial contar con un drenaje adecuado, previniendo la acumulación de agua en cualquier parte de la estructura.

El nivel de oxidación puede ser clasificado en tres categorías:

- Superficial: sólo oxidación superficial, sin reducción del área de acero.
- Mediana: aparecen áreas definitivamente corroídas, creando pequeñas capas.
- Severa: corrosión avanzada, penetran al acero y pueden llevar a la perforación de la pieza.

En zonas marinas, las piezas ubicadas dentro de la fluctuación de las mareas, o expuestas a humedad en forma irregular, son las más afectadas. Las cabezas de los tornillos y las partes soldadas son las más expuestas a corrosión.

Deterioro causado por sobrecarga: Las partes expuestas a grandes esfuerzos pueden alcanzar su límite elástico de rendimiento, lo que produce deterioros permanentemente visibles (plásticos).

Deterioro causado por falta de refuerzos: La falta de refuerzos en las estructuras de acero puede llevar al desplazamiento severo y extremo, provocando un colapso, debido al pandeo. Otro fenómeno relacionado a la falta de refuerzo es la vibración excesiva.

Deterioro causado por efectos térmicos: Las variaciones de temperatura actúan sobre las estructuras creando movimientos de elongación y encogimiento. Cuando estos movimientos son detenidos por un soporte, se ejerce gran esfuerzo sobre el material que pudiera exceder su límite de rendimiento, en especial en estructuras hiperestáticas, provocando así deformaciones plásticas.

Daño causado por el efecto del fuego: Las altas temperaturas tienden a eliminar el límite de rendimiento del material, provocando un diagrama de curva esfuerzo/deformación, también creando una gran variación del módulo de elasticidad.

Grietas por fatiga y/o concentración de esfuerzo: Algunos detalles inapropiados producen alta concentración de esfuerzo en partes metálicas, que pueden crear grietas en el metal. Algunos ejemplos son las esquinas entrantes en ángulos agudos, variaciones puntiagudas del espesor o ancho de la placa y concentraciones de soldadura. Las grietas por fatiga se producen en estructuras expuestas a carga cíclica como es el caso de los puentes. Estas variaciones de carga provocan oscilaciones de esfuerzo que pueden generar fisuras y grietas. En los puntos de concentración de esfuerzo, los efectos de fatiga son más agudos.

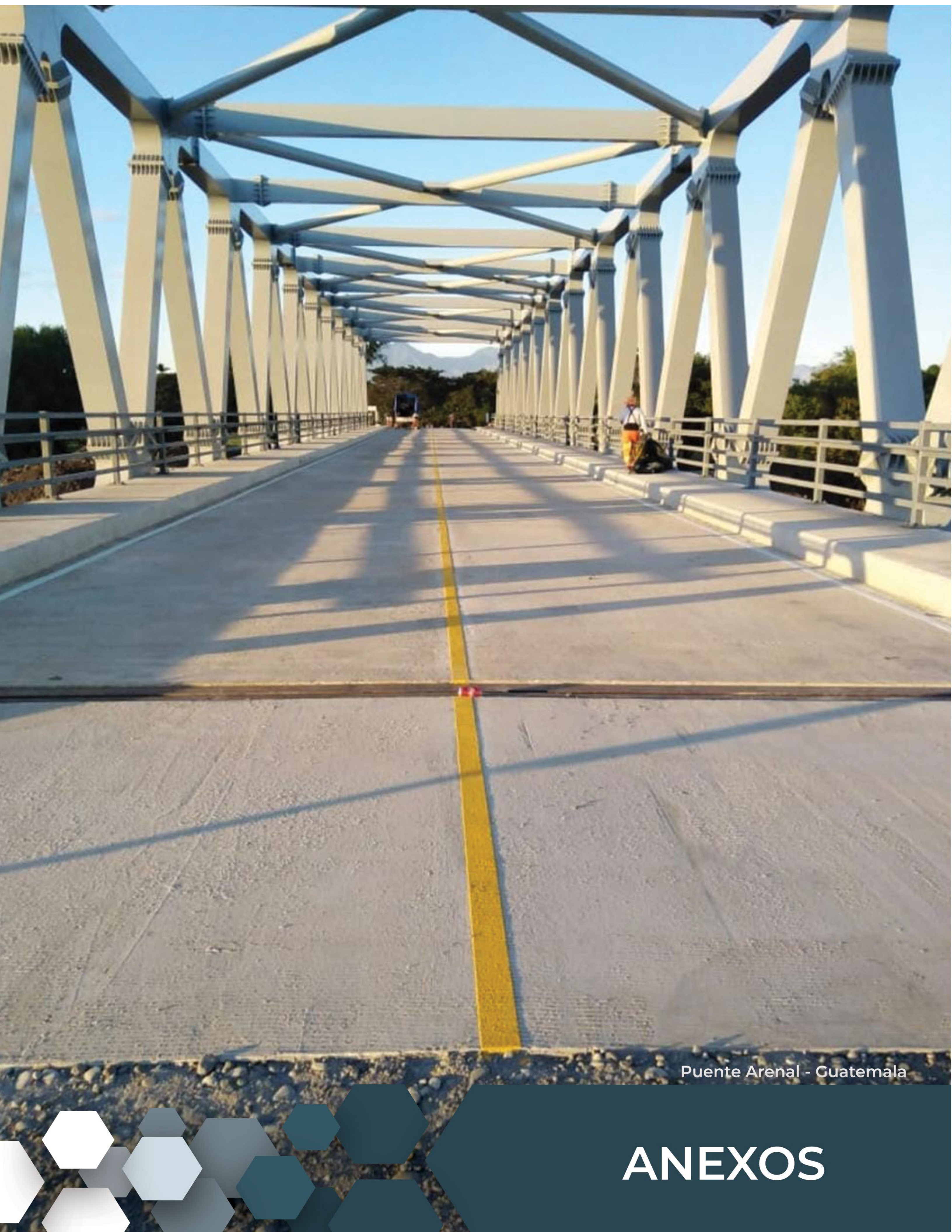
Daños por soldadura: Las fallas por soldadura, ya sean por bajo rendimiento o material inadecuado, pueden provocar daños severos a la estructura generando rupturas en las uniones.

Daños causados por excesiva vibración: El uso de las estructuras de piso, con grandes espacios intermedios que reducen el pandeo, pueden provocar vibraciones incomodas. Los efectos nocivos de la vibración pueden volverse incómodos para los usuarios y un riesgo de ruptura para la estructura por efecto cíclico, generando fatiga.

11.4.1 Otras fuentes patológicas en puentes

En los puentes también se pueden observar situaciones patológicas, ya sea en sus elementos o en el conjunto estructural completo, independiente del material con que está construida la estructura. Las patologías más comunes son: problemas en los cimientos y juntas, movimiento estructural general de la estructura, movimiento rotacional total de la estructura, desgaste y defectos en la pista, juntas con espacios insuficientes o condiciones inapropiadas, cambios de los cursos de agua que provocan erosión y rompimiento de los cimientos, problemas con el equipo de apoyo.

Todas estas posibles patologías deben ser analizadas cuidadosamente para evaluar la mejor forma de minimizarlas o eliminarlas procurando en todo momento el incremento de la vida útil de un puente a menos que los daños sean irreversibles y en consecuencia resulte más conveniente proceder con la demolición del mismo.


Puente Arenal - Guatemala

ANEXOS

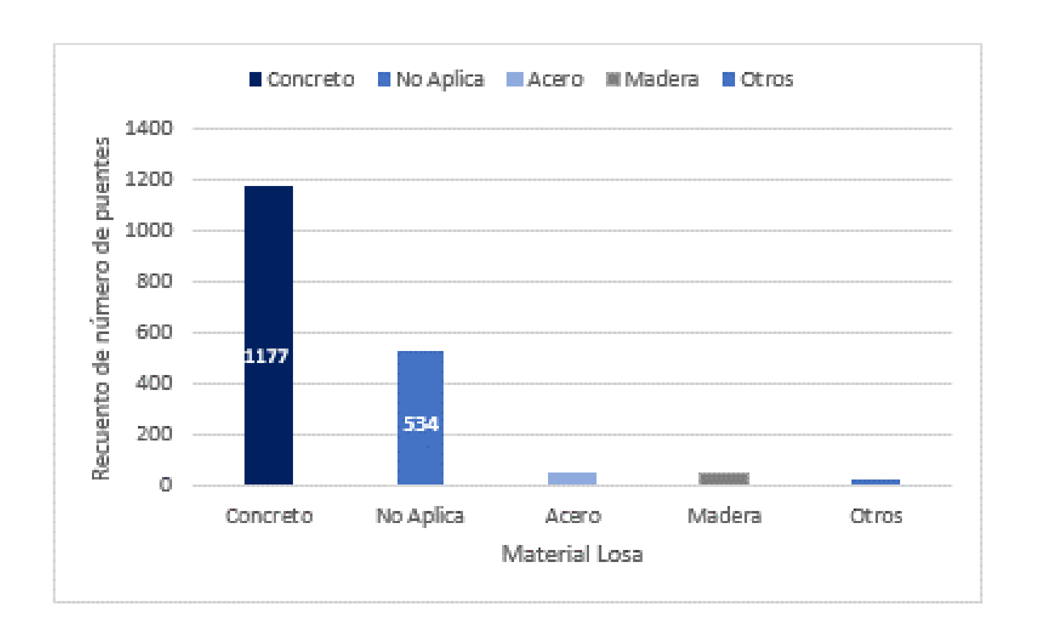
Anexo A

INFORMACIÓN SOBRE INVENTARIO DE PUENTES DE COSTA RICA, HONDURAS Y PANAMÁ

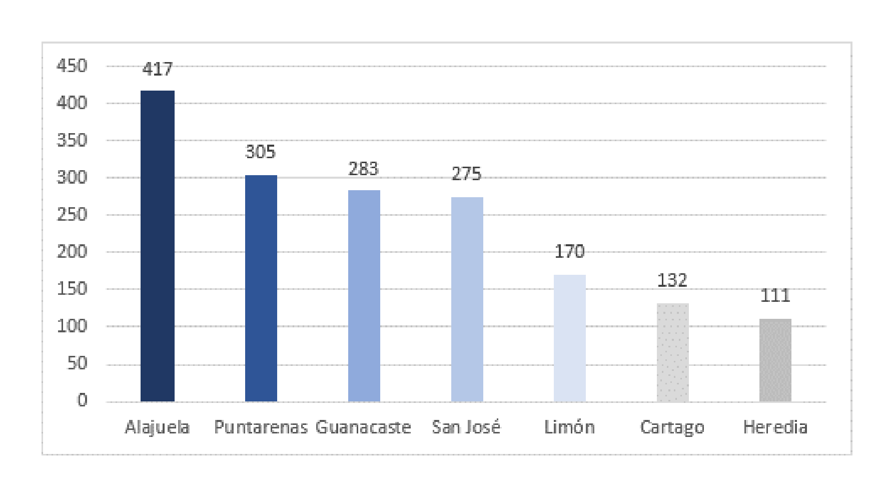
Inventario de Puentes de Costa Rica

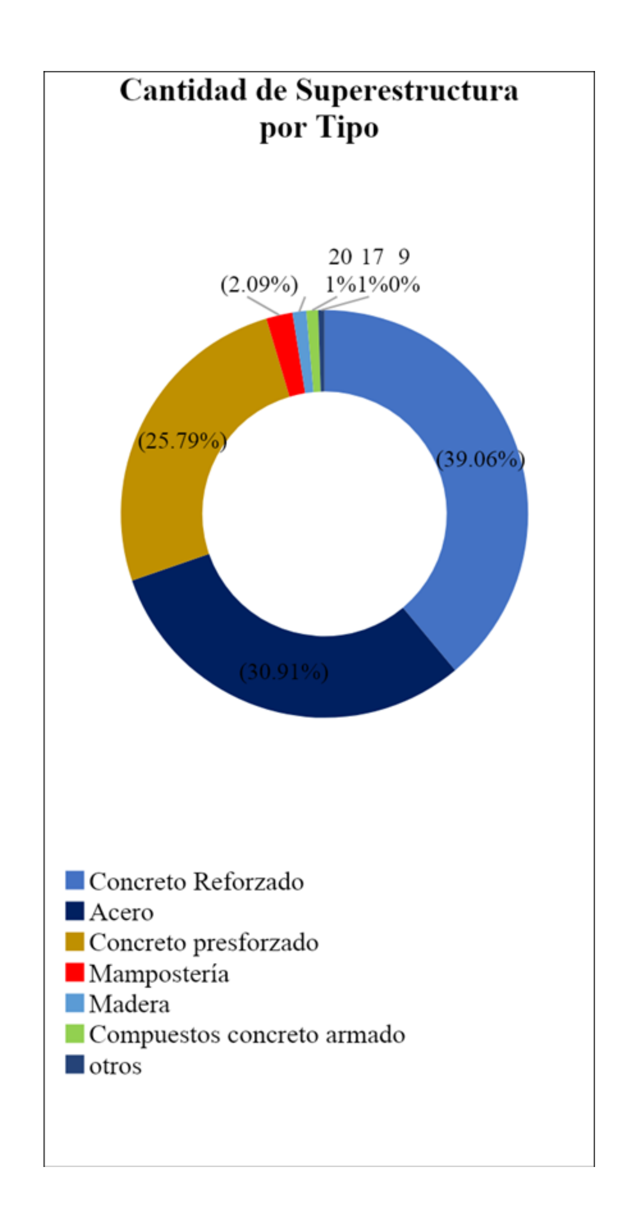
Cantidad de puentes
1693

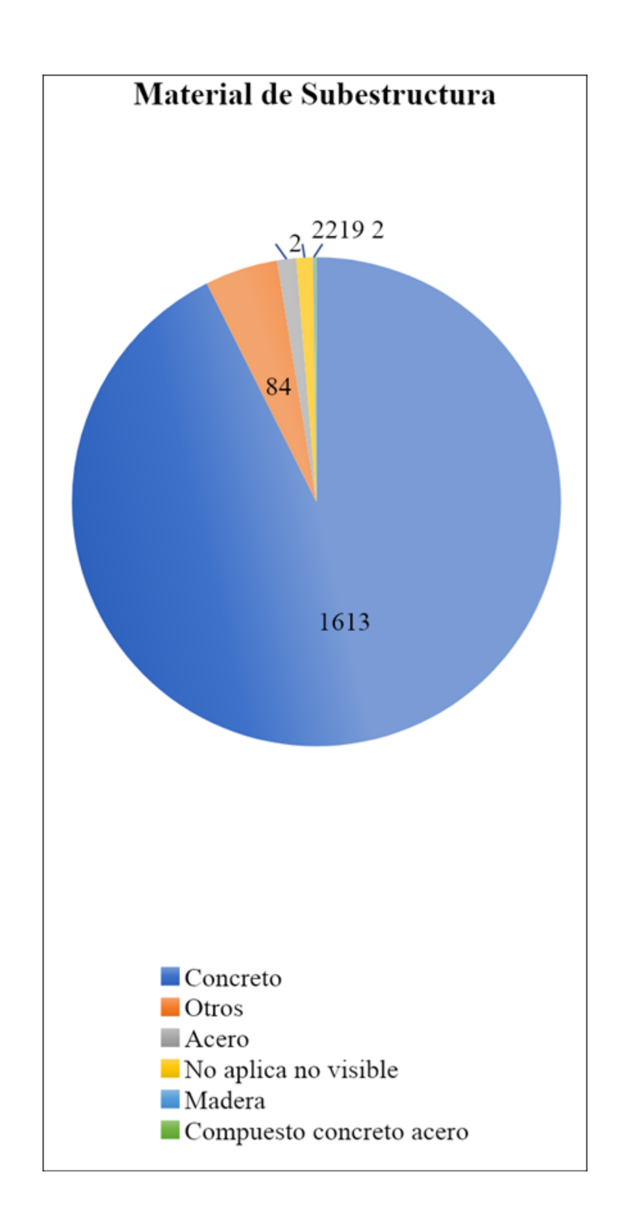
Superestructuras por material de losa.
**Nota: La clasificación "NO APLICA"
corresponde a estructuras tipo "Alcantarilla"



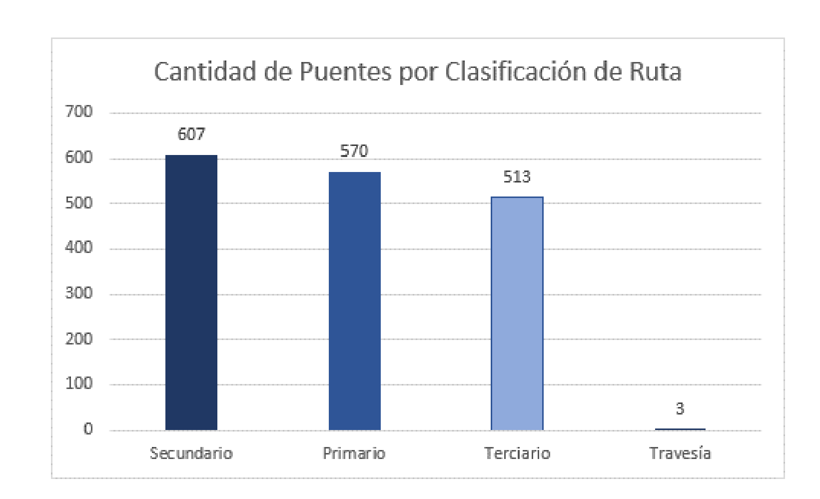
Provincia	Recuento
Alajuela	417
Puntarenas	305
Guanacaste	283
San José	275
Limón	170
Cartago	132
Heredia	111
Total	1693




Cantidad de Superestructura por Tipo
20 17 9
(2.09%)
1%1%0%
(25.79%)
(39.06%)
(30.91%)
Concreto Reforzado
Acero
Concreto presforzado
Mampostería
Madera
Compuestos concreto armado
otros

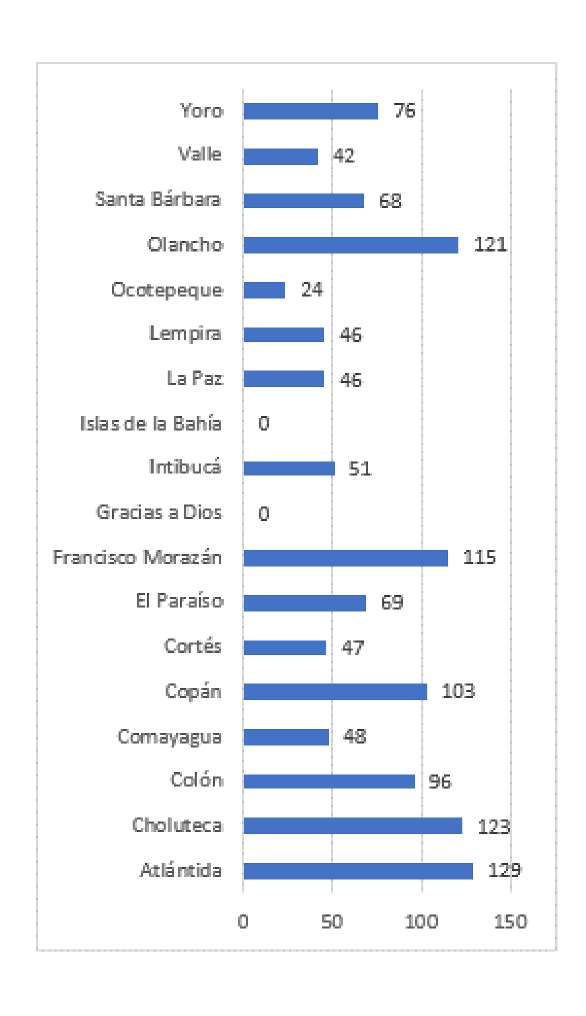

Material de Subestructura
2219 2
2
84
1613
Concreto
Otros
Acero
No aplica no visible
Madera
Compuesto concreto acero

Clasificación ruta	Cantidad
Travesía	3
Primario	570
Secundario	607
Terciario	513

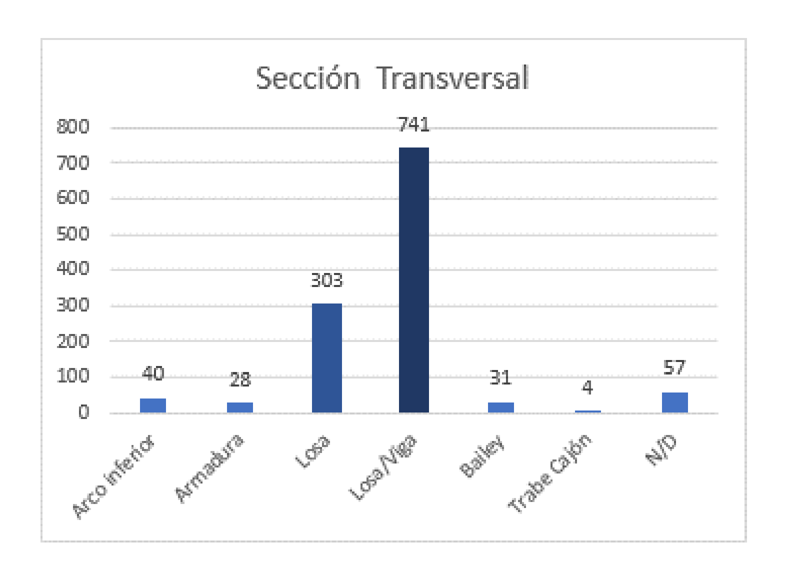


Inventario de puentes de Honduras

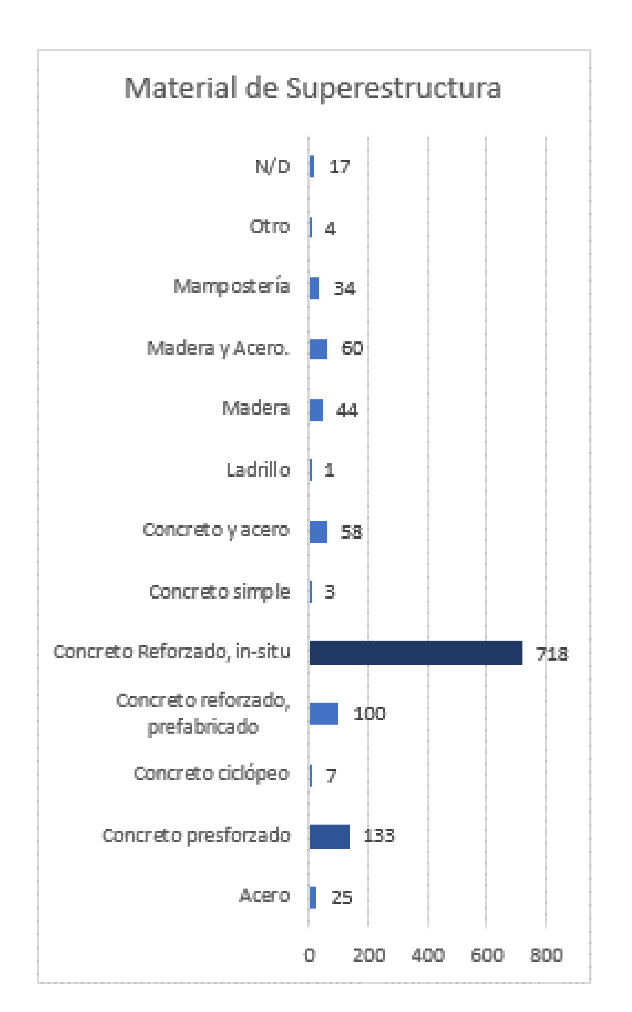
Departamento	Puentes por Departamento
Atlántida	129
Choluteca	123
Colón	96
Comayagua	48
Copán	103
Cortés	47
El Paraíso	69
Francisco Morazán	115
Gracias a Dios	0
Intibucá	51
Islas de la Bahía	0
La Paz	46
Lempira	46
Ocotepeque	24
Olancho	121
Santa Bárbara	68
Valle	42
Yoro	76
Total	1204



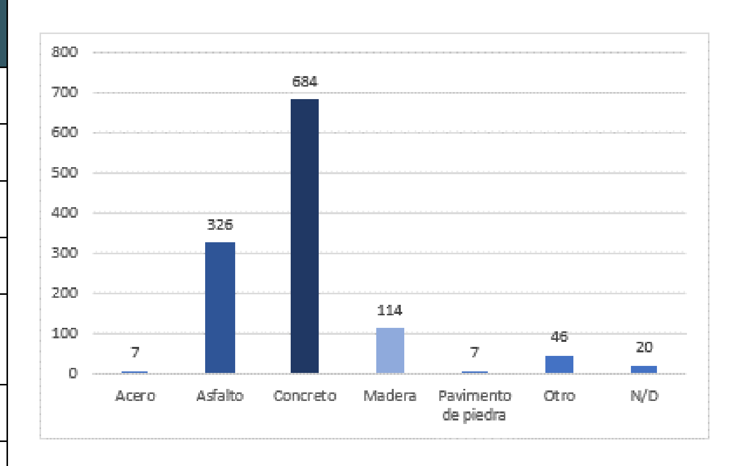
Sección transversal	Cantidad
Arco inferior	40
Armadura	28
Losa	303
Losa/Viga	741
Bailey	31
Trabe Cajón	4
N/D	57



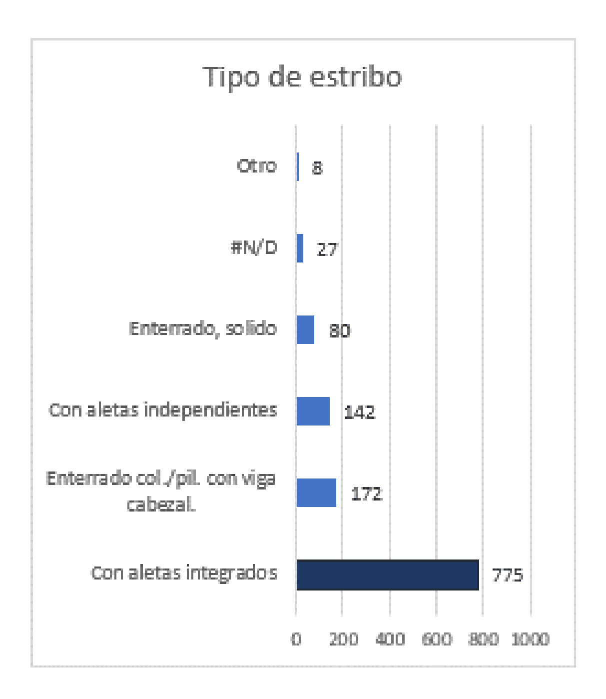
Material Superestructura	Cantidad
Acero	25
Concreto presforzado	133
Concreto ciclópeo	7
Concreto reforzado, prefabricado	100
Concreto Reforzado, in-situ	718
Concreto simple	3
Concreto y acero	58
Ladrillo	1
Madera	44
Madera y Acero.	60
Mampostería	34
Otro	4
N/D	17



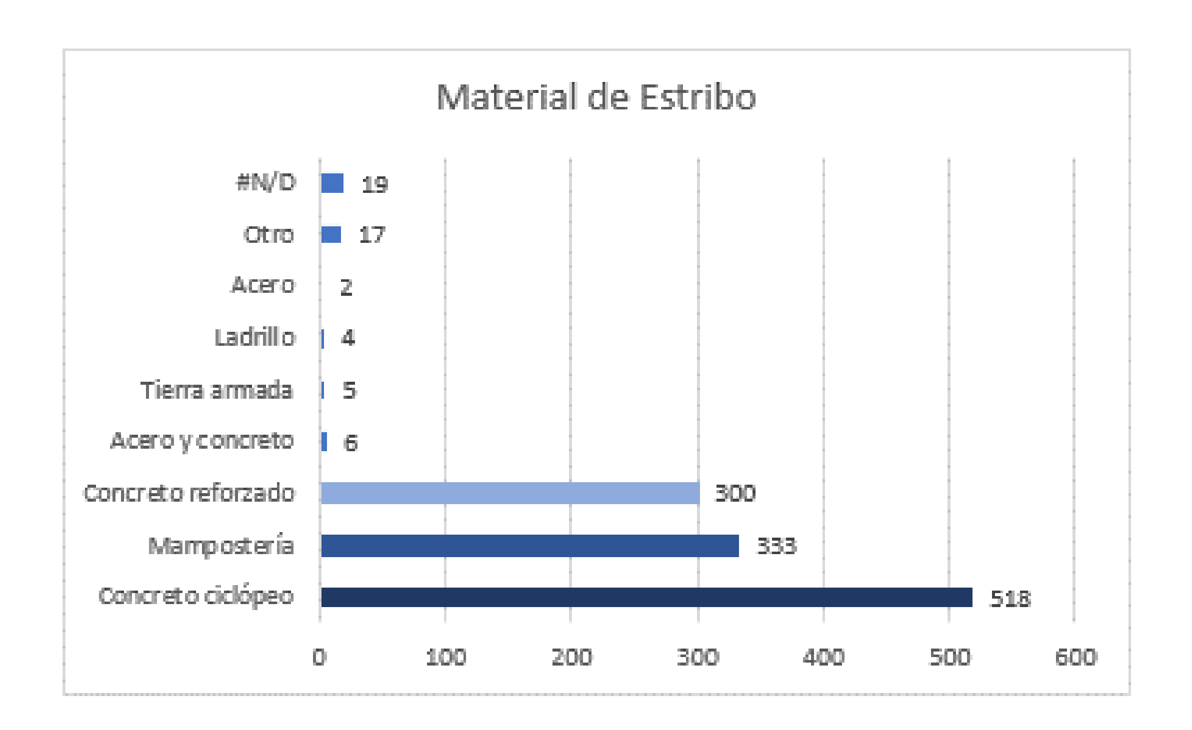
Material de calzada	Cantidad
Acero	7
Asfalto	326
Concreto	684
Madera	114
Pavimento de piedra	7
Otro	46
N/D	20



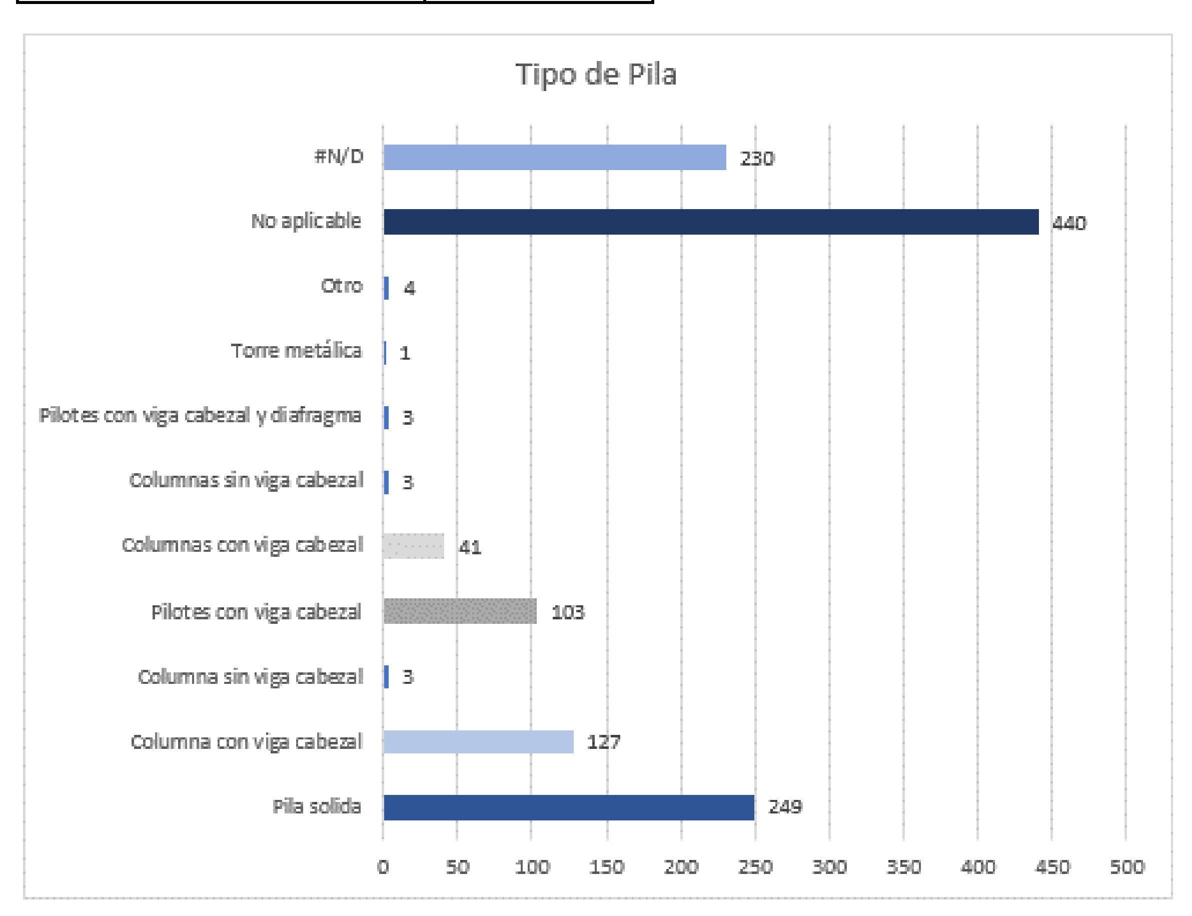
Tipo de Estribo	Cantidad
Con aletas integrados	775
Enterrado col./pil. con viga cabezal.	172
Con aletas independientes	142
Enterrado, solido	80
#N/D	27
Otro	8



Material de Estribo	Recuento
Concreto ciclópeo	518
Mampostería	333
Concreto reforzado	300
Acero y concreto	6
Tierra armada	5
Ladrillo	4
Acero	2
Otro	17
#N/D	19



Tipo de pila	Cantidad
Pila solida	249
Columna con viga cabezal	127
Columna sin viga cabezal	3
Pilotes con viga cabezal	103
Columnas con viga cabezal	41
Columnas sin viga cabezal	3
Pilotes con viga cabezal y diafragma	3
Torre metálica	1
Otro	4
No aplicable	440
#N/D	230



Inventario de puentes de Panamá

Ministerio de Obras Públicas									
Dirección Nacional de Mantenimiento									
Dirección de Obras									
Departamento de Puentes									
Enero - 2021									
Inventario de puentes vehiculares de Panamá									
Provincia	Horm.	Ace.	Cer.	V-L	Mad.	Mod.	Colg.	Cantidad	Total (m)
Bocas del Toro	23	61	1	3	0	11	0	99	3,499.18
Coclé	86	88	17	0	1	14	2	208	6,013.56
Colon	74	39	0	0	15	5	2	135	8,506.15
Chiriquí	199	235	28	0	13	38	25	538	13,353.48
Darién	25	16	0	0	0	1	0	43	1,459.64
Herrera	39	38	4	15	0	9	2	107	2,729.22
Los Santos	63	75	1	0	0	16	0	155	3,789.47
Panamá Este	58	12	5	0	0	7	0	82	2,960.43
Panamá Oeste 1	125	54	6	1	3	7	15	211	5,699.98
Panamá Oeste 2	56	10	1	0	3	0	1	71	4,402.85
Metro vial	100	9	0	3	0	21	0	133	12,537.37
San Miguelito	32	0	0	0	2	2	0	36	680.53
Panamá Norte	40	6	0	0	3	1	0	50	1,353.52
Área Canalera	38	0	0	5	2	3	0	48	1,752.06

Veraguas	182	20	13	0	0	28	22	275	8,427.10
Ngabe Bugle	8	2						10	300.56
Kuna Yala	0	1	0	0	0	0	0	1	85.40
Total	**1,148**	**666**	**76**	**27**	**42**	**163**	**69**	**2,202**	**77,550.50**

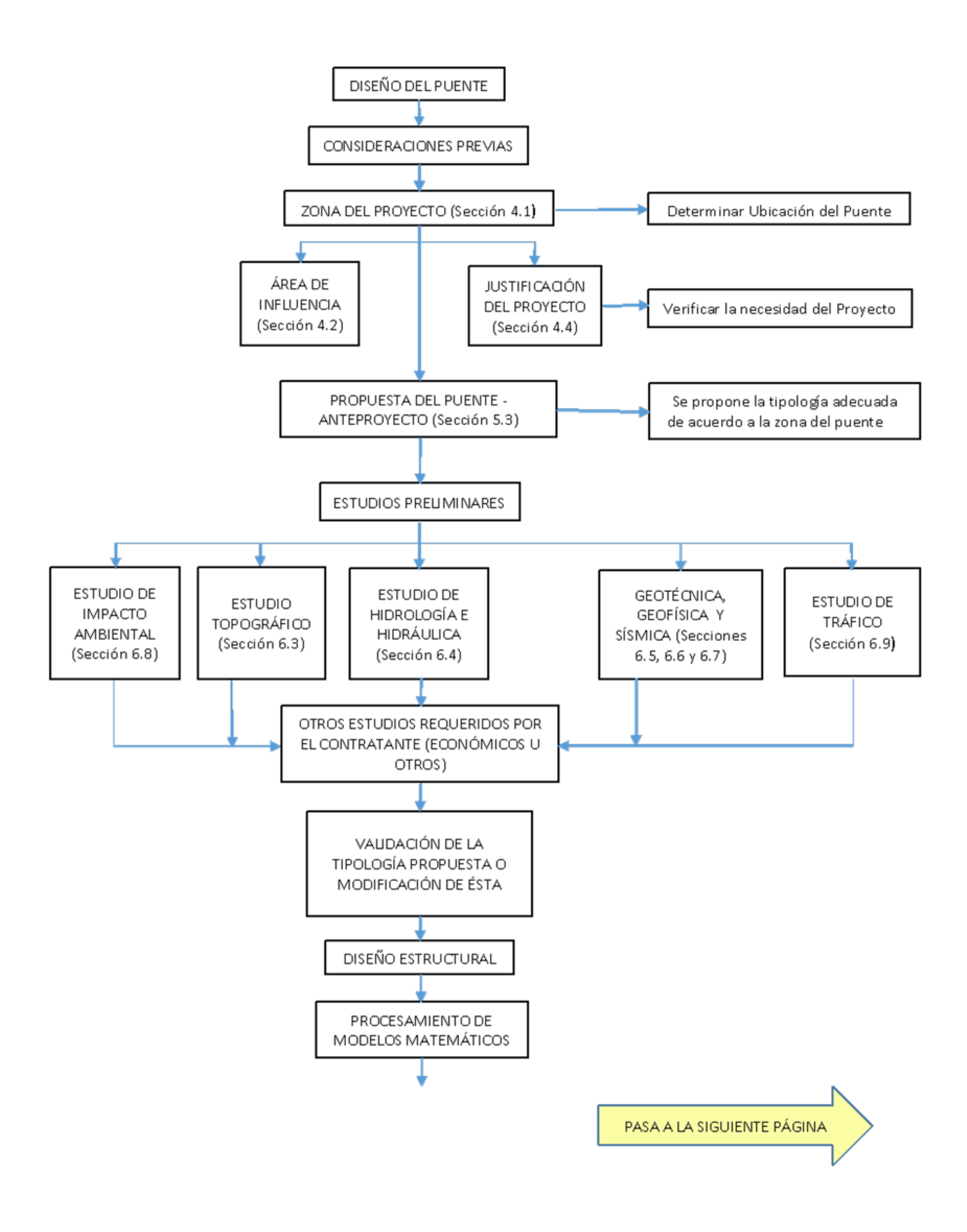
Horm. = Hormigón de concreto; Acer. = Acero; Cer. =Cercha; VL=Viga Losa; Mad=Madera; Mod = modular; Colg= colgante

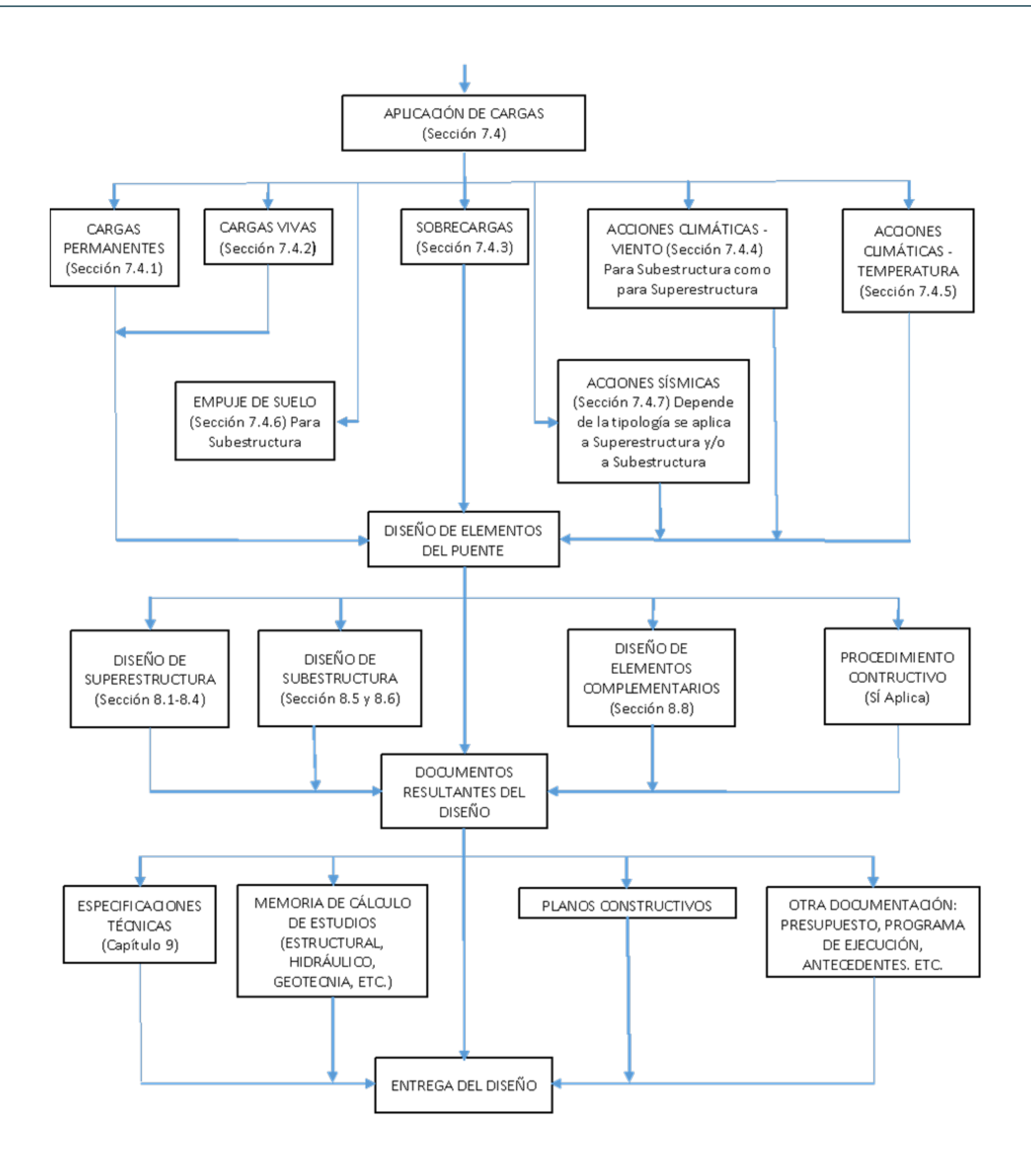
Ministerio de obras públicas				
Dirección nacional de mantenimiento				
Dirección de obras				
Departamento de puentes				
2020				
Puentes elevados peatonales concesionados a nivel nacional				
Concesionarios	Cantidad	Longitud	Duración	Fecha de terminado
Pan-American Outdoor Advertising, S.A.	176	5,831.17	15años	10/09/2028
Titanium International, S.A.	47	1,553.30	15 anos	17/09/2028
Consorcio Central de Vallas, Golden Kingdom Production & Investment Corp., Constructora 4s, Simagsa	15	475.81	15 años	11/07/2028
Cables & Wireless, S.A.	1	45.20	20 años	02/04/2029
Puentes privados	10	272.89		
Puentes sin concesión	59	1,840.14		
Totales	**308**	**10,018.51**		

Puentes elevados peatonales A nivel nacional		
Dirección provincial	**Cantidad**	**Longitud**
Metro vial	62	2,053.91
Área Canalera	7	175.30
Panamá Norte	12	408.21
San Miguelito	9	322.07
Colón	26	834.50
Panamá Oeste #1	52	1,741.98
Panamá Oeste #2	21	689.70
Coclé	30	1,018.70
Herrera	17	549.87
Los Santos	10	312.70
Veraguas	26	833.65
Chiriquí	34	1,047.85
Bocas del Toro	2	30.07
Total	**308**	**10,018.51**

Anexo B

FLUJOGRAMA SOBRE PROCESO DE DISEÑO DE PUENTES Y OBRAS DE PASO


DISEÑO DEL PUENTE
CONSIDERACIONES PREVIAS
ZONA DEL PROYECTO (Sección 4.1)
Determinar Ubicación del Puente
ÁREA DE INFLUENCIA (Sección 4.2)
JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO (Sección 4.4)
Verificar la necesidad del Proyecto
PROPUESTA DEL PUENTE - ANTEPROYECTO (Sección 5.3)
Se propone la tipología adecuada de acuerdo a la zona del puente
ESTUDIOS PRELIMINARES
ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL (Sección 6.8)
ESTUDIO TOPOGRÁFICO (Sección 6.3)
ESTUDIO DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA (Sección 6.4)
GEOTÉCNICA, GEOFÍSICA Y SÍSMICA (Secciones 6.5, 6.6 y 6.7)
ESTUDIO DE TRÁFICO (Sección 6.9)
OTROS ESTUDIOS REQUERIDOS POR EL CONTRATANTE (ECONÓMICOS U OTROS)
VALIDACIÓN DE LA TIPOLOGÍA PROPUESTA O MODIFICACIÓN DE ÉSTA
DISEÑO ESTRUCTURAL
PROCESAMIENTO DE MODELOS MATEMÁTICOS
PASA A LA SIGUIENTE PÁGINA


APLICACIÓN DE CARGAS (Sección 7.4)
CARGAS PERMANENTES (Sección 7.4.1)
CARGAS VIVAS (Sección 7.4.2)
SOBRECARGAS (Sección 7.4.3)
ACCIONES CLIMÁTICAS - VIENTO (Sección 7.4.4) Para Subestructura como para Superestructura
ACCIONES CLIMÁTICAS - TEMPERATURA (Sección 7.4.5)
EMPUJE DE SUELO (Sección 7.4.6) Para Subestructura
ACCIONES SÍSMICAS (Sección 7.4.7) Depende de la tipología se aplica a Superestructura y/o a Subestructura
DISEÑO DE ELEMENTOS DEL PUENTE
DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA (Sección 8.1-8.4)
DISEÑO DE SUBESTRUCTURA (Sección 8.5 y 8.6)
DISEÑO DE ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS (Sección 8.8)
PROCEDIMIENTO CONTRUCTIVO (SÍ Aplica)
DOCUMENTOS RESULTANTES DEL DISEÑO
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS (Capítulo 9)
MEMORIA DE CÁLCULO DE ESTUDIOS (ESTRUCTURAL, HIDRÁULICO, GEOTECNIA, ETC.)
PLANOS CONSTRUCTIVOS
OTRA DOCUMENTACIÓN: PRESUPUESTO, PROGRAMA DE EJECUCIÓN, ANTECEDENTES. ETC.
ENTREGA DEL DISEÑO

Anexo C

EJERCICIO ILUSTRATIVO SOBRE EL PROCESO DE DISEÑO DE UN PUENTE

Se diseñará un puente tipo losa simplemente apoyado con una luz de 10 m (32.8 ft) entre ejes de apoyos. Para ello se considera:

2 carriles de 3.60 m (11.81 ft) c/u y

2 aceras de 0.8 m (2.62 ft) c/u (con barandas metálicas)

Concreto de peso normal:

Resistencia del concreto (f´c) = 280 kg/cm^2 (4 ksi)

Densidad del concreto = 2400 kg/m^3 (150 lb/ft^3)

Acero corrugado:

Esfuerzo de fluencia fy = 4200 kg/cm^2 (60 ksi)

Carpeta asfáltica futura: 0.075 m (3 in)

Densidad del asfalto = 2250 kg/m^3 (140 lb/ ft^3)

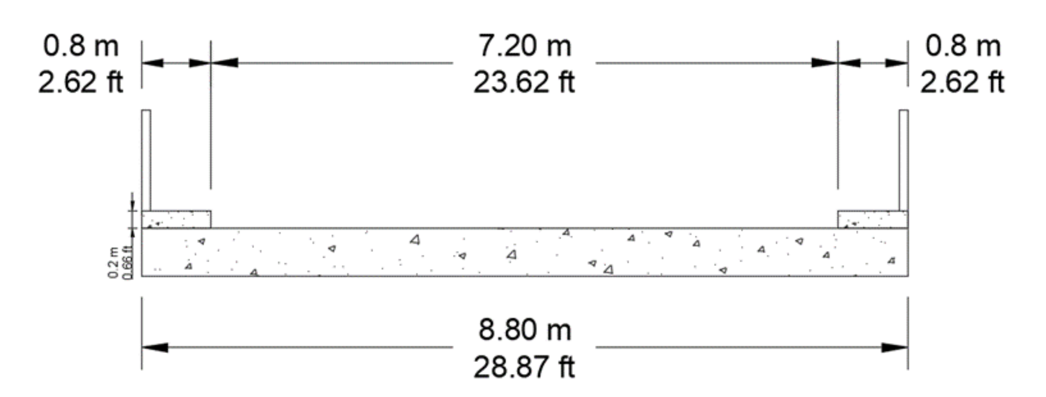


Figura C.1 Vista de sección transversal de losa de puente (Creación propia)

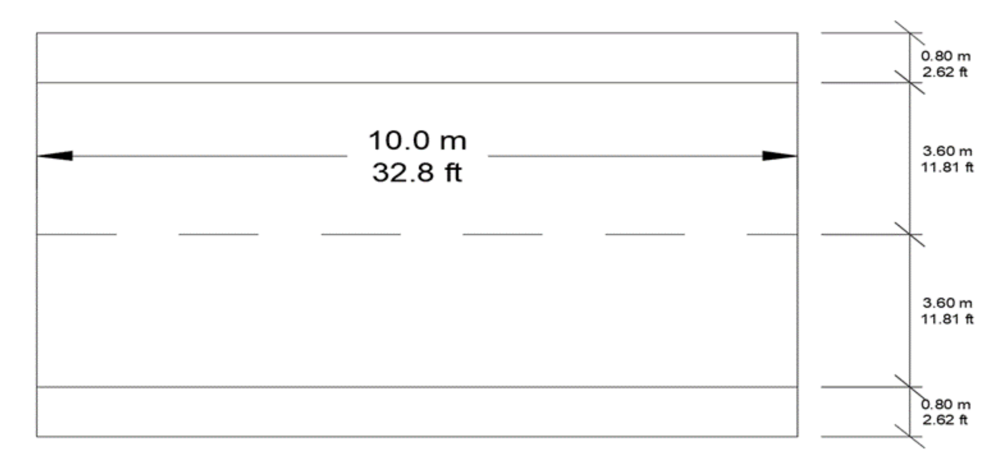


Figura C.2 Vista superior de losa de puente

I).- Revisión de espesor mínimo de losa (AASHTO 2.5.2.6.3-1)

Sistema internacional	Sistema ingles
$\frac{1.2\ (S+3000)}{30} = \frac{1.2(10000+3000)}{30} = 520\ mm$ Se tomará un espesor de 550 mm	$\frac{1.2\ (S+10)}{30} = \frac{1.2\ (32.8+10)}{30} = 1.712\ ft$ Se tomará un espesor de 1.75 ft (21 in)

II) Cálculo del ancho de franja para carga viva

II.1) Franja interior (AASHTO 4.6.2.3)

Sistema internacional	Sistema ingles
Un carril cargado $E = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1}$ L_1 = min {10 m; 18 m} L_1 = 10 m W_1 = ancho total modificado = min {8.8; 18 m} W_1 = 8.8 m $E = 250 + 0.42\sqrt{10000 * 8800} = 4189\ mm$ Dos carriles cargados $E = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L}$ W = 8800 mm N_L = W/3600 N_L = 8800/3600 = 2 $E = 2100 + 0.12\sqrt{10000 * 8800} \leq \frac{8800}{2}$ E = 3225.7 mm ≤ 4400 mm; cumple	Un carril cargado $E = 10.0 + 5.0\sqrt{L_1 W_1}$ L_1 = min (32.8 ft; 60 ft) L_1 = 32.8 ft W_1 = ancho total modificado = min {28.87 ; 30 ft } W_1 = 28.87 ft $E = 10 + 5\sqrt{32.8 * 28.87} = 163.86\ in$ Dos carriles cargados $E = 84.0 + 1.44\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{12.0W}{N_L}$ W = 28.87 ft N_L = W/12 N_L = 28.87/12 = 2 $E = 84.0 + 1.44\sqrt{32.8 * 28.87} \leq \frac{12.0 * 28.87}{2}$ E = 128.3 in ≤ 173.22 in; cumple

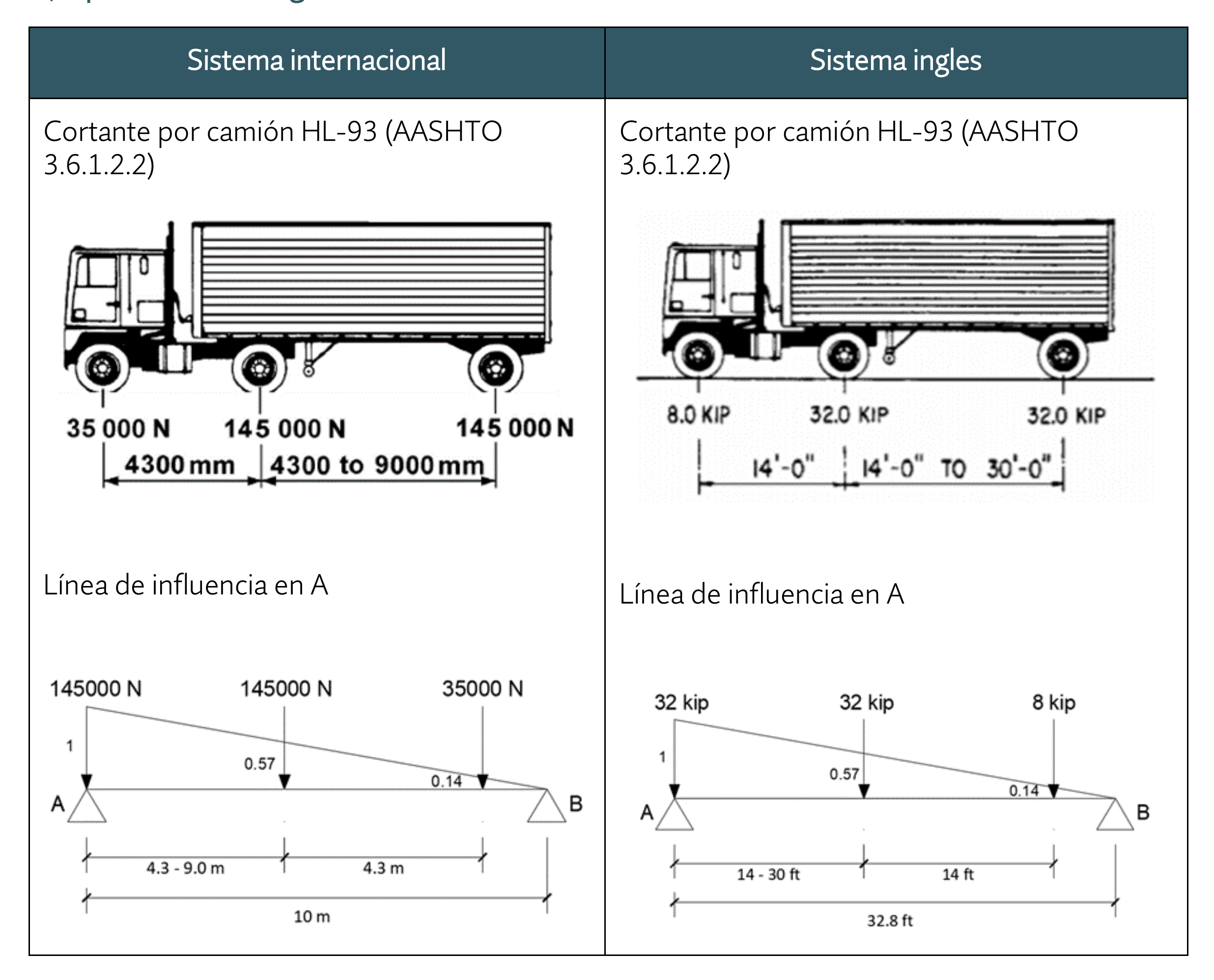
E = min{4189 mm; 3225.7 mm} E = 3225.7 mm	E = min{163.86 in; 128.3 in} E = 128.3 in (10.69 ft)

II.2) Franja de borde (AASHTO 4.6.2.1.4)

Sistema internacional	Sistema ingles
$E_b = min\,\{\frac{E}{4} + E_{acera} + 300\ mm; 1800\ mm\}$	$E_b = min\,\{\frac{E}{4} + E_{acera} + 1\ ft; 6\ ft\}$
$E_b = min\,\{1906.43\ mm; 1800\ mm\}$	$E_b = min\,\{6.29\ ft; 6\ ft\}$
E_b =1800 mm	$E_b =$ 6 ft

III) Aplicación de carga viva vehicular:

Sistema internacional	Sistema ingles
Cortante por camión HL-93 (AASHTO 3.6.1.2.2)	Cortante por camión HL-93 (AASHTO 3.6.1.2.2)
Línea de influencia en A	Línea de influencia en A



$$V_A^{camión} = 145000 * 1 + 145000 * 0.57 + 35000 * 0.14$$

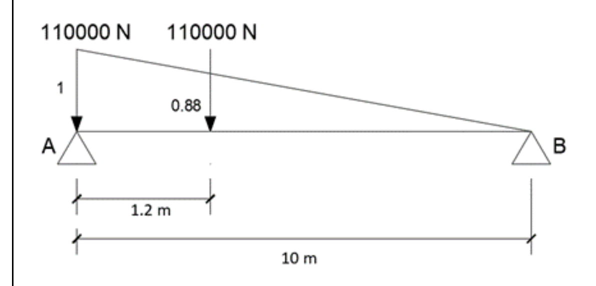
$$V_A^{camión} = 232550\ N$$

Cortante por carga carril (AASHTO 3.6.1.2.4)

-Carga distribuida uniforme de 9.3N/mm

$$V_A^{carril} = \left(\frac{1}{2}\right) * 9.3 * 10000 = 46500\ N$$

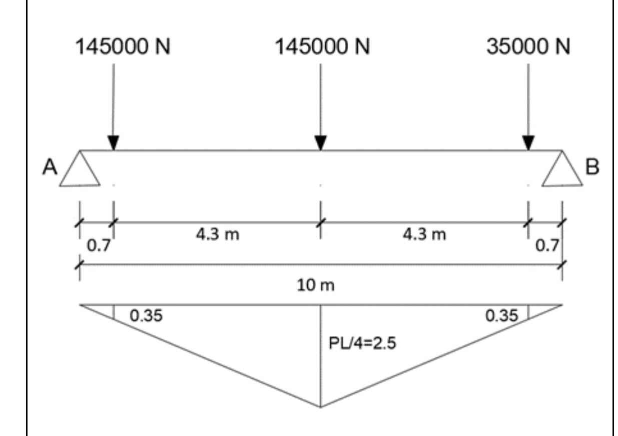
Cortante por tándem (AASHTO 3.6.1.2.3)



$$V_A^{tamden} = 110000 * 1 + 110000 * 0.88$$

$$V_A^{tamden} = 206800\ N$$

Momento de flexión máximo en centro de luz



$$M_A^{camión} = 145000 * 0.35 + 145000 * 2.5 + 35000 * 0.35$$

$$M_A^{camión} = 425500\ N - m$$

$$V_A^{camión} = 32 * 1 + 32 * 0.57 + 8 * 0.14$$

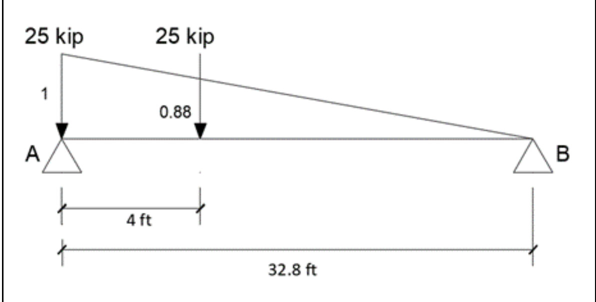
$$V_A^{camión} = 51.36\ kip$$

Cortante por carga carril (AASHTO 3.6.1.2.4)

-Carga distribuida uniforme de 0.64 klf (kip/ft)

$$V_A^{carril} = \left(\frac{1}{2}\right) * 0.64 * 32.8 = 10.5\ kip$$

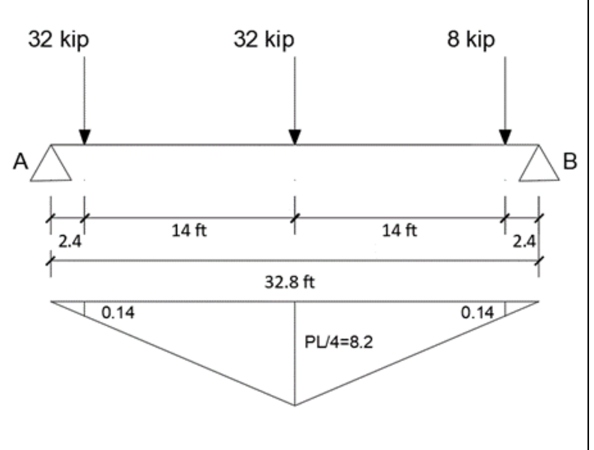
Cortante por tándem (AASHTO 3.6.1.2.3)



$$V_A^{tamden} = 25 * 1 + 25 * 0.88$$

$$V_A^{tamden} = 47\ kip$$

Momento de flexión máximo en centro de luz



$$M_A^{camión} = 32 * 1.2 + 32 * 8.2 + 8 * 1.2$$

$$M_A^{camión} = 310.4\ kip - ft$$

$M_A^{carril} = \left(\frac{1}{8}\right) * 9300 * 10^2 = 116250\ N - m$ $M_A^{tamden} = 110000 * 2.5 + 110000 * 1.90$ $M_A^{tamden} = 484000\ N - m$ $M_A^{tamden}\ es\ el\ mayor$ $M_{LL+IM} = (1.33)(484000) + 116250$ $M_{LL+IM} = 759970\ kg - m$	$M_A^{carril} = \left(\frac{1}{8}\right) * 0.64 * 32.8^2 = 86.1\ kip - ft$ $M_A^{tamden} = 25 * 8.2 + 25 * 6.2$ $M_A^{tamden} = 360\ kip - ft$ $M_A^{tamden}\ es\ el\ mayor$ $M_{LL+IM} = (1.33)(360) + 86.1$ $M_{LL+IM} = 565\ kip - ft$

IV) Efectos de carga viva

Incremento por carga dinámica (AASHTO Tabla 3.6.2.1-1) IM=0.33

Franja interior

Sistema internacional	Sistema ingles
$V_{LL+IM} = \frac{Vmax * IM + V_{carril}}{E}$ $V_{LL+IM} = \frac{232550 * 1.33 + 46500}{3.2257} = 110299\ N/m$ $M_{LL+IM} = \left(\frac{759970}{3.226}\right)$ $M_{LL+IM} = 235576.5\ \frac{N - m}{m}$	$V_{LL+IM} = \frac{51.36 * 1.33 + 10.5}{10.69} = 7.37\ kip/ft$ $M_{LL+IM} = \left(\frac{565}{10.69}\right)$ $M_{LL+IM} = 52.85\ \frac{kip - ft}{ft}$

Franja de borde

Sistema internacional	Sistema ingles
$E_b = 1.8$ m	$E_b = 6\ ft$
Se considera mitad de camión con factor de presencia múltiple de 1.20 (AASHTO 4.6.2.3)	
$V_{LL+IM} = \frac{0.5(232550 * 1.33 + 46500)(1.2)}{1.8}$ $V_{LL+IM} = 118597\ N/m$ $M_{LL+IM} = \frac{0.5 * 1.2(759970)}{1.8}$ $M_{LL+IM} = 253323 \frac{N-m}{m}$	$V_{LL+IM} = \frac{0.5(51.36 * 1.33 + 10.5)(1.2)}{6}$ $V_{LL+IM} = 7.88\ kip/ft$ $M_{LL+IM} = \frac{\frac{1}{2}(565)(1.2)}{6} = 56.5 \frac{kip-ft}{ft}$

V) Cargas muertas

Franja interior

Sistema internacional	Sistema ingles
Peso de losa $W_{DC} = 0.55 * 1 * 24000 = 1320\ kg/m$ $V_{DC} = \frac{1}{2} * 1320 * 10 = 6600\ kg = 64724\ N$ $M_{DC} = \frac{1}{8} * 1320 * 10^2 = 16500\ kg-m$ $M_{DC} = 161809\ N-m$ Asfalto futuro e=0.075m $V_{DW} = \frac{1}{2} * 169 * 10 = 845\ kg = 8287\ N$ $M_{DW} = \frac{1}{8} * 169 * 10^2 = 2113\ kg-m$ $M_{DW} = 20717\ N-m$	Peso de losa $W_{DC} = 1.75 * 1 * 0.150 = 0.2625\ kip/ft$ $V_{DC} = \frac{1}{2} * 0.2625 * 32.8 = 4.305\ kip$ $M_{DC} = \frac{1}{8} * 0.2628 * 32.8^2 = 35.34\ kip-ft$ Asfalto futuro e=3 in $V_{DW} = \frac{1}{2} * 0.035 * 32.8 = 0.574\ kip$ $M_{DW} = \frac{1}{8} * 0.035 * 32.8^2 = 4.71\ kip-ft$

Franja de borde

Sistema internacional	Sistema ingles
Peso de acera	Peso de acera
$W_{ac} = 0.80 * 0.2 * 2400 = 384\ kg/m$	$W_{ac} = 2.62 * 0.66 * 0.150 = 0.259\ kip/ft$
$W_{DC} = 1320 + \frac{384}{1.8} = 1533\ kg/m$	$W_{DC} = 0.2625 + \frac{0.259}{6} = 0.306\ kip/ft$
$V_{DC} = \frac{1}{2} * 1533 * 10 = 7665\ kg = 75168\ N$	$V_{DC} = \frac{1}{2} * 0.306 * 32.8 = 5.02\ kip$
$M_{DC} = \frac{1}{8} * 1533 * 10^2 = 19163\ kg - m$	$M_{DC} = \frac{1}{8} * 0.306 * 32.8^2 = 41.15\ kip - ft$
$M_{DC} = 187925\ N - m$	
Peso de asfalto en franja	Peso de asfalto en franja
$W_{DW} = 169 * \frac{1.8 - 0.8}{1.8} = 94\ kg/m$	$W_{DW} = 0.0375 * \frac{6 - 2.62}{6} = 0.021\ kip/ft$
$V_{DW} = \frac{1}{2} * 94 * 10 = 470\ kg = 4609\ N$	$V_{DW} = \frac{1}{2} * 0.021 * 32.8 = 0.3444\ kip$
$M_{DW} = \frac{1}{8} * 94 * 10^2 = 1175\ kg - m$	$M_{DW} = \frac{1}{8} * 0.021 * 32.8^2 = 2.844\ kip - ft$
$M_{DW} = 11523\ N - m$	

VI) Cargas de diseño factorizadas

Las losas deben ser investigadas para determinar la resistencia, el servicio, los estados límite de fatiga y fractura.

$$Mu = \eta\ [\gamma_{DC} M_{DC} + \gamma_{DW} M_{DW} + m\ \gamma_{LL}\ (M_{LL} + IM)]$$

m - factor de presencia múltiple, incluido en valores de AASHTO

η (modificador de carga) =1

Tabla C.1 Factores de carga a utilizar (AASHTO 3.4.1).

Cargas	Factores de carga (γ)	
	Resistencia	Servicio
DC (Cargas muertas)	1.25	1.00
DW (Carga muertas recubrimientos)	1.50	1.00
LL+IM (Carga viva + dinámica)	1.75	1.00

Tabla C.2 Cálculo de momentos de diseño.

Carga	M (+) N-m		M (+) kip-ft	
	Franja interior	Franja de borde	Franja interior	Franja de borde
DC	161809	187925	35.34	41.15
DW	20717	11523	4.71	2.84
LL+IM	235599	253323	52.85	56.5
M_U(Resistencia)	645635	695506	143.73	154.57
M_S (servicio)	418125	452771	93	100

VII) Estado limite por resistencia

Franja interior

Refuerzo en fondo de losa paralelo al tráfico

Se asumirá refuerzo de 1" (2.54 cm) con recubrimiento de 2.5 cm (1")

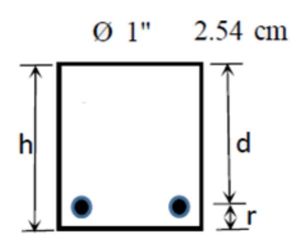


Figura C.3 Esquema de refuerzo supuesto en losa.

		SI	US
Peralte de losa	h	55 cm	21 in
Diámetro de varilla	db	51.25 cm	19.5 in
Área de varilla	Ab	5.1 cm^2	0.79 in^2
Espaciamiento	S	14 cm	5 in
Ancho de franja de diseño	b	100 cm	12 in
Resistencia del concreto	f'c		
Resistencia de acero	fy	645635 N	143.73 kip
Factor	ø	0.9	
Momento requerido	Mu	645635 N	143.73 kip

	Sistema métrico	US
$As = b\left(\frac{Ab}{S}\right)$	42.5 cm^2	1.9347 in^2
$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$	7.5 cm	2.8457 in
φMn=As fy (d-(a/2))	66117.64 Kg-m	154.48 kip-ft
φMn > Mu	cumple	cumple

- Revisión de refuerzo mínimo (AASHTO 5.6.3.3)

Mr = ϕMn, al menos igual al menor de:

- 1,33 veces el momento final factorizado
- Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + (\gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

$$M_{cr} = \gamma_3 \gamma_1 f_r S_c$$

$\gamma_1 = 1.6$

$\gamma_3 = 0.67$

Métrico			US		
$fr = 2.0\,\lambda\,\sqrt{f'c}$	33.466	kg	$fr = 0.24\,\lambda\,\sqrt{f'c}$	15.18	psi
$Sc = \frac{bh^2}{6}$	50416.67	cm	$Sc = \frac{bh^2}{6}$	882	in
Mcr	18087.47	kg-m	Mcr	1.196	ksi-ft
1.33Mu	87559.35	kg-m	1.33Mu	191.2	ksi-ft
ϕMn>Mcr	66117.64 ≥ 18087.47	Cumple	154.48 ≥ 1.196	Cumple	

Varilla de 25 mm @14 cm; Varilla de 1 in @ 5 in

- Distribución de armadura transversal (AASHTO 9.7.3.2)

Se toma ecuación para refuerzo principal paralelo al tráfico

SI	US
$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\% \quad \frac{1750}{\sqrt{1000}} = 17.5\ \% \leq 50\%$ $Asrep\ = 0.175 * As\ = 7.438\ cm^2$ Espaciamiento con varilla 16 mm $S = \frac{As\emptyset * b}{Asrep} = \frac{1.99 * 100}{7.438} = 26.75\ cm$ **#16 @ 25 cm**	$\frac{100}{\sqrt{S}} \leq 50\% \quad \frac{100}{\sqrt{32.8}} = 17.46\ \% \leq 50\%$ $Asrep\ = 0.1746 * As\ = 0.3378\ in^2$ Espaciamiento con varilla 5 $S = \frac{As\emptyset * b}{Asrep} = \frac{0.31 * 12}{0.3378} = 11.54\ in$ **#5 @ 11 in**

- Distribución de acero por contracción y temperatura (AASHTO 5.10.6)

SI	US
$A_{stemp} = \frac{0.75bh}{2(b+h)fy} = \frac{0.75(8800 * 550)}{2(8800+550)420}$ $A_{stemp} = 0.46\frac{mm^2}{mm} = 4.6\frac{cm^2}{m} =$ Separación con varilla 13 mm $S = \frac{As\emptyset * b}{Astemp} = \frac{1.29 * 100}{4.6} = 28\ cm$ Se tiene #13 @ 28 cm, la cual se colocará en la parte superior de la losa	$A_{stemp} = \frac{1.30bh}{2(b+h)fy} = \frac{1.30(346.44 * 21)}{2(346.44+21)60}$ $A_{stemp} = 0.2145\ in^2/ft$ $0.11 \leq A_{stemp} \leq 0.60$ Separación con varilla 1/2 $S = \frac{As\emptyset * b}{Astemp} = \frac{0.20 * 12}{0.2145} = 11.18\ in$ Se tiene #4 @11 in la cual se colocará en la parte superior de la losa

Franja de borde

Se considera mismo refuerzo de 1 in (25.4 mm) de diámetro con un menor espaciamiento de 12 cm (4.9 in).

	Sistema métrico	US
Mu	695506 N-m	154.6 kip-ft
$As = b\left(\frac{Ab}{S}\right)$	42.5 cm²	1.9347 in²
$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$	7.5 cm	2.8457 in
φMn=As fy (d-(a/2)	76276 Kg-m	157.38 kip-ft
φMn > Mu	cumple	cumple

- Revisión de refuerzo mínimo (AASHTO 5.6.3.3).

Métrico			US		
$fr = 2.0\,\lambda\sqrt{f'c}$	33.466	kg	$fr = 0.24\,\lambda\sqrt{f'c}$	15.18	psi
$Sc = \frac{bh^2}{6}$	50416.67	cm	$Sc = \frac{bh^2}{6}$	882	in
Mcr	**18087.47**	kg-m	Mcr	**1.196**	ksi-ft
1.33Mu		kg-m	1.33Mu	191.2	ksi-ft
ϕMn>Mcr	66117.64 ≥ 18087.47	Cumple	154.48 ≥ 1.196	Cumple	

Varilla de 25 mm @12 cm; Varilla de 1 in @ 4.5 in

VIII) Estado límite de servicio

Agrietamiento

Franja Interior

- Momento de servicio

	SI		US	
Momento de servicio	418125	N-m	93	kip-ft
Momento ancho tributario de 0.14 m (5 in)	5968.95	kg-m	465	kip-ft

- Módulos de elasticidad

	SI	US
Módulo de elasticidad del acero	Es=2000000 kg/cm^2	Es = 29000 ksi
Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 15300\sqrt{f'c}$ Ec=256017.968 kg/cm2	$E_c = 57000\sqrt{f'c}$ Ec=3.605 ksi
Relación módulo de elasticidad η=Es/Ec	η=7.81	η=8.04

- Recubrimiento efectivo

		SI	US
Recubrimiento efectivo (dc)	$dc = rec + \frac{db}{2}$	3.75 cm	1.5 in
Área de acero transformada	$Ast = \eta(As)$	40.8 cm^2	6.355 in^2

Momento con respecto al eje neutro

SI	US
$14y\left(\frac{y}{2}\right) = A_{st}(d - y)$ $14y\left(\frac{y}{2}\right) = 40.8(51.23 - y)$ $7y^2 + 40.8y - 2090.184 = 0$ y =14.61cm $jd = d - \frac{y}{3} = 46.36\ cm$	$5y\left(\frac{y}{2}\right) = A_{st}(d - y)$ $5y\left(\frac{y}{2}\right) = 6.32(19.5 - y)$ $2.5y^2 + 6.36y - 123.24 = 0$ y =5.88 in $jd = d - \frac{y}{3} = 17.54\ in$

- Esfuerzo de tensión del acero bajo cargas de servicio

SI	US
$Fss = \frac{Mst}{jd * As}$ $Fss = \frac{596895}{46.36 * 39.84} = 2524\ kg/cm^2$	$Fss = \frac{Mst}{jd * As}$ $Fss = \frac{465}{17.54 * 0.79} = 33.5\ ksi/in^2$

- Separación máxima de armadura (Limite de figuración mediante distribución de armadura)

Factor exposición γe=1

$$\beta s = 1 + \frac{dc}{0.7(h - dc)}$$

SI	US
$\beta s = 1 + \frac{3.75}{0.7(55 - 3.75)} = 1.10\ cm$	$\beta s = 1 + \frac{1.5}{0.7(21 - 1.5)} = 1.11\ in$
$Smax = \frac{12500 \gamma e}{\beta s F s s} - 2dc$ $Smax = \frac{12500}{1.10 * 2524} - 2 * 3.75 = 37\ cm$	$Smax = \frac{700 \gamma e}{\beta s F s s} - 2dc$ $Smax = \frac{700}{1.11 * 33.5} - 2 * 1.5 = 15.7\ in$
Smax=37 cm < 14 cm, es satisfactorio	Smax=15.7 in < 5 in, es satisfactorio

Franja de borde

- Momento de servicio

	SI		US	
Momento de servicio	452771	N-m	100	kip-ft
Momento ancho tributario de 0.12 m (4.5 in)	5540	kg-m	450	kip-ft

- Módulos de elasticidad

	SI	US
Módulo de elasticidad del acero	Es=2000000 kg/cm^2	Es = 29000 ksi
Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 15300\sqrt{f'c}$ Ec=256018 kg/cm2	$E_c = 57000\sqrt{f'c}$ Ec=3.605 ksi
Relación módulo de elasticidad η=Es/Ec	η=7.81	η=8.04

- Recubrimiento efectivo

		SI	US
Recubrimiento efectivo (dc)	$dc = rec + \frac{db}{2}$	3.75 cm	1.5 in
Área de acero transformada	$Ast = \eta(As)$	39.84 cm²	6.355 in²

Momento con respecto al eje neutro

SI	US
$12y\left(\frac{y}{2}\right) = A_{st}(d-y)$	$4.5y\left(\frac{y}{2}\right) = A_{st}(d-y)$
$12y\left(\frac{y}{2}\right) = 40.8(51.23-y)$	$4.5y\left(\frac{y}{2}\right) = 6.36(19.5-y)$
$6y^2 + 40.8y - 2090.184 = 0$	$2.25y^2 + 6.36y - 124 = 0$
y =15.57 cm	y = 6.14 in
$jd = d - \frac{y}{3} = 46.04\ cm$	$jd = d - \frac{y}{3} = 17.45\ in$

- Esfuerzo de tensión del acero bajo cargas de servicio

SI	US
$Fss = \frac{Mst}{jd * As}$	$Fss = \frac{Mst}{jd * As}$
$Fss = \frac{5540 * 100}{46.04 * 5.01} = 2360\ kg/cm^2$	$Fss = \frac{450}{17.45 * 0.79} = 32.6\ ksi/in^2$

- Separación máxima de armadura (Limite de figuración mediante distribución de armadura)

Factor exposición ɾe=1

$$\beta s = 1 + \frac{dc}{0.7(h-dc)}$$

SI	US
$\beta s = 1 + \frac{3.75}{0.7(55 - 3.75)} = 1.10\ cm$	$\beta s = 1 + \frac{1.5}{0.7(21 - 1.5)} = 1.11\ in$
$Smax = \frac{12500\gamma e}{\beta sFss} - 2dc$	$Smax = \frac{700\gamma e}{\beta sFss} - 2dc$
$Smax = \frac{12500}{1.10 * 2360} - 2 * 3.75 = 40.4\ cm$	$Smax = \frac{700}{1.11 * 32.6} - 2 * 1.5 = 15.7\ in$
Smax=40.4 cm < 12 cm, es satisfactorio	Smax=16.3 in < 4.5 in, es satisfactorio

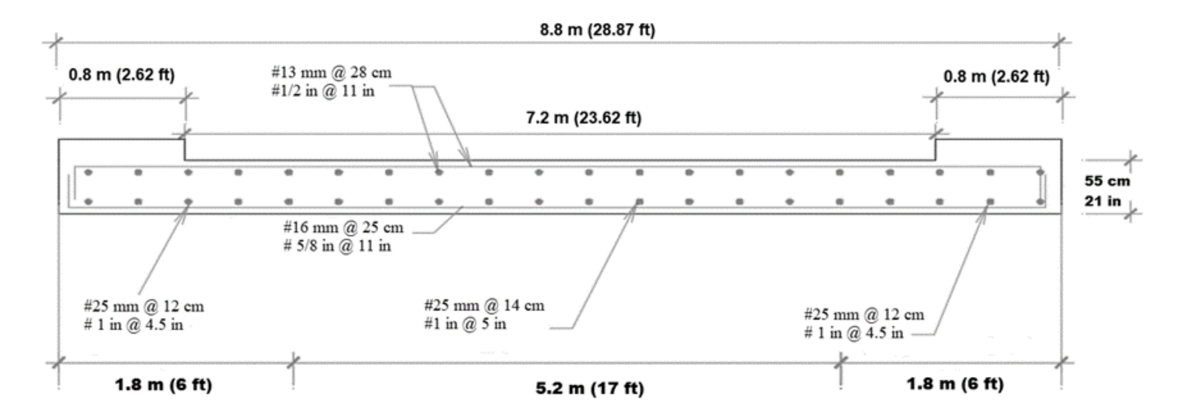


Figura C.4 Detalle de armadura vista de sección transversal.

ANEXO D

PROPUESTA DE LISTA DE CHEQUEO PARA VERIFICAR LA CALIDAD DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE PUENTES Y OBRAS DE PASO

NOMBRE DEL PUENTE: ____________________ TIPO DE PUENTE: ________________

	ACTIVIDADES	EXISTENCIA		OBSERVACIÓN	FECHA
		SI	NO		
1	**Comprobaciones previas a la ejecución**				
1,1	Directorio de actores involucrados				
1,2	Libros de registro				
1,3	Certificados de calidad de materiales				
1,4	Hojas de suministro de equipos y materiales				
1,5	Resultados de pruebas realizadas				
1,6	Documentos contractuales de la obra				
1,7	Modificaciones autorizadas				
1,8	Disponibilidad de planos generales				
1,9	Disponibilidad de planos de detalle				
2	**Replanteo y geometría**				
2,1	Comprobación de cotas/niveles				
2,2	Comprobación de la geometría				
2,3	Comprobación de tolerancias admisibles				
3	**Cimbras y Andamiajes**				
3,1	Memorias de cálculo y planos				
3,2	Comprobación de cotas y tolerancias				
3,3	Revisión del montaje				
4	**Armaduras**				
4,1	Tipo				
4,2	Diámetro				
4,3	Posición				

4,4	Corte				
4,5	Doblado				
4,6	Almacenamiento				
4,7	Tolerancias de colocación				
4,8	Recubrimientos y separación entre armaduras				
4,9	Utilización de separadores				
4,10	Estado de anclajes				
4,11	Estado de empalmes				
5	Encofrados				
5,1	Estanqueidad				
5,2	Rigidez				
5,3	Textura				
5,4	Tolerancias				
5,5	Posibilidad de limpieza				
5,6	Geometría				
5,7	Contra flechas				
6	Transporte, vertido y compactación				
6,1	Tiempos de transporte				
6,2	Método de vertido				
6,3	Secuencia de vertido				
6,4	Altura de vertido				
6,5	Temperatura ambiente				
6,6	Presencia de viento				
6,7	Vibrado de concreto				

6,8	Compactación del concreto				
6,9	Acabado de superficies				
7	Juntas de trabajo, contracción o dilatación				
7,1	Disposición y tratamiento de juntas de trabajo				
7,2	Disposición y tratamiento de juntas de contracción				
7,3	Limpieza de las superficies de contacto				
7,4	Tiempo de espera				
7,5	Armaduras de conexión				
7,6	Posición				
7,7	Inclinación				
7,8	Distancia				
7,9	Dimensiones				
7,10	Sellado				
8	Curado				
8,1	Método aplicado				
8,2	Plazo de curado				
8,3	Protección de superficies				
9	Desmoldado y descimbrado				
9,1	Resistencia del concreto previo al descimbrado				
9,2	Control de sobrecargas de construcción				
9,3	Plazos de descimbrado				
9,4	Reparación de defectos				
10	Tesado de armaduras activas				
10,1	Programa de tesado				

10,2	Alargamiento de armaduras activas				
10,3	Verificación de deslizamientos				
10,4	Verificación de anclajes				
10,5	Protección de anclajes				
11	**Tolerancias y dimensiones finales**				
11,1	Comprobación de tolerancias				
11,2	Verificación de dimensiones finales				
12	**Defectos y Limpieza**				
12,1	Subsanación de defectos				
12,2	Limpieza de superficies de contacto				
13	**Elementos prefabricados**				
13,1	Estado del elemento - limpieza				
13,2	Colocación de tendones				
13,3	Verificación de placas de desvío				
13,4	Control de trazado de cables				
13,5	Verificación de separadores y empales				
13,6	Control de cabezas de tesado				
13,7	Control de cuñas de anclaje				
13,8	Resistencia del concreto antes del tesado				
13,9	Verificación de cargas				
13,10	Control de alargamientos				
13,11	Corte de tendones				
13,12	Moldes: Limpieza y desenmoldantes				
13,13	Curado: Ciclo térmico, protección de piezas				



13,14	Control de levantamiento de piezas				
13,15	Almacenamiento en fábrica				
13,16	Almacenamiento en el sitio de la obra				
13,17	Elementos de suspensión para transporte				
13,18	Maniobras de carga y descarga				
13,19	Montaje de elementos (detallar elementos)				

OBSERVACIONES: ____

RESPONSABLE DE VALIDACIÓN: __________________________ FIRMA ____________

CARGO: _________________________________

SELLO:



GLOSARIO

Glosario

Afluente: Río tributario de otro.

Agua subterránea: Agua del suelo que se encuentra en la zona de saturación y que alimenta pozos, manantiales y escorrentía subterránea.

Amenaza: Peligro latente asociado con un fenómeno físico de origen natural, de origen tecnológico o provocado por el hombre, que puede manifestarse en un sitio específico y en un tiempo determinado, produciendo efectos adversos en las personas, los bienes, servicios y el medio ambiente. Técnicamente se refiere a la probabilidad de ocurrencia de un evento con una cierta intensidad, en un sitio específico y en un periodo de tiempo determinado.

Azimut: Es un ángulo medido en el sentido de las manecillas del reloj a partir de una recta de referencia, usualmente el meridiano.

Banco: Banco de arena o lodo que se forma en una corriente.

Calidad ambiental: Capacidad relativa de un medio ambiente para satisfacer las necesidades o los deseos de un individuo o sociedad.

Cambio Climático: Se llama cambio climático a la variación global del clima de la Tierra. Esta variación se debe a causas naturales y a la acción del hombre, y se produce sobre todos los parámetros climáticos: temperatura, precipitaciones, nubosidad, etc, a muy diversas escalas de tiempo.

Cargas: Fuerzas externas que actúan sobre una estructura, que se deben a movimientos sísmicos, presiones de viento, cargas de tráfico, empujes de tierra, cambios de temperatura, entre otras causas

Cartografía digital: cualquier tipo de dato que conlleve una representación del terreno.

Cauce: Conducto abierto, natural o creado artificialmente, el cual contiene agua en movimiento periódico o continuamente.

Condicionantes geográficos: relieve del terreno o morfología del mismo que determina las decisiones a tomar en el proyecto a realizar.

Elastómeros: Son polímeros que presentan una estructura elástica debido a que su composición química carece de la presencia de elementos metálicos. Su nombre se desprende del término polímero elástico.

Escorrentía: Parte de la precipitación que se manifiesta más tarde como corrientes de superficie. Cuando en un cauce el caudal no es afectado por desviaciones, regulaciones, o cualquier otra forma de intervención del hombre entonces la escorrentía es numéricamente igual al caudal. Las unidades de escorrentía de uso más corriente son: Metro cubico por segundo (m^3/s).

Esfuerzo Cortante: Fuerza externa que es aplicada en forma vertical a la sección que se esté tratando, puede ser una viga, columna, o cualquier elemento estructural, el esfuerzo aplicado intenta cortar el elemento en la zona donde se está aplicando.

Especificaciones: Conjunto de disposiciones, requisitos e instrucciones particulares para una obra determinada, que modifican, adicionan o sustituyen a las normas correspondientes en lo que a ejecución, equipamiento y puesta en servicio de la obra se refiere.

Evaluación de impacto ambiental: Resultado de medir y ponderar los efectos de las actividades del desarrollo humano o la carencia de acciones sobre distintos componentes del medio ambiente durante una etapa de planeación.

Falla tectónica: Cuando se somete a la corteza a esfuerzo esta puede responder de forma frágil o dúctil. Dependiendo de los esfuerzos que existan, se puede tener una serie de movimientos relativos de los bloques.

Formación geológica: Conjunto de litologías de origen más o menos común (inclusive edad), las que pueden ser representadas en un mapa geológico. Una formación es una herramienta importante para el trabajo de geólogos.

Grava: Está formada por fragmentos de roca no consolidada de 2 a 6 mm de dimensión, comúnmente compuesta de roca sana y dura, por esto es un buen material para construcción. Este material está incluido en la mezcla que forma el concreto.

Impacto Ambiental: Cualquier alteración en el medio físico, químico, biológico, cultural y socioeconómico que pueda ser atribuido a actividades humanas relacionadas con las necesidades del proyecto

Instituto Geográfico: Es la entidad encargada de producir el mapa oficial y la cartografía básica.

Inundación: Invasión de las tierras situadas junto a un cauce por el desbordamiento de sus aguas, debido a crecidas del caudal causado por lluvias abundantes en la cuenca correspondiente.

Lecho del río: Superficie del cauce de los ríos.

Losa: Elemento estructural formado comúnmente de concreto y varilla, están colocadas en forma horizontal y forman el piso de niveles superiores.

Mampostería: Construcción armada o combinación de piezas de mampostería punteadas con mortero u otro material cementante.

Manejo ambiental: Instrumento mediante el cual se intenta concretar, con respecto a nuestro entorno, aquellas aspiraciones definidas como positivas por el sistema de valores representativos de los intereses de la población afectada con las intervenciones que se llevan a cabo en el ecosistema de gestión.

Perfiles Longitudinales: sección que se realiza a un objeto en la dirección más larga. En este caso se aplica a la sección que se realiza a un terreno en la dirección de un eje determinado.

Perfiles transversales: sección que se realiza a un objeto de forma perpendicular a la sección longitudinal. En este caso se aplica a las secciones que se realiza a un terreno de forma que sean perpendiculares en la dirección de un eje longitudinal determinado.

Pilas: Son columnas subterráneas construidas en sitio, es decir, se necesita hacer una excavación de las dimensiones deseadas, y después colar concreto para formar la pila.

Pilotes: Son columnas esbeltas subterráneas, generalmente colocados en grupos, comúnmente usados en cimentaciones para grandes edificaciones, o edificios donde el suelo no soporta grandes cargas y se necesite apoyar en roca a muchos metros bajo tierra.

Placas Tectónicas: Corresponden a casquetes esféricos que cubren totalmente la superficie rocosa terrestre.

Plano: representación gráfica normalizada resultante de la composición de diferentes dibujos, textos e imágenes, materializada en soporte papel o informático. Su principal finalidad es la definición de los elementos a construir.

Replanteo: Materializar mediante puntos sobre el terreno los detalles existentes en un proyecto.

Río: Corriente de agua superficial que va a desembocar a otra o al mar.

Rocas Ígneas: Rocas que provienen de un magma.

Rocas Metamórficas: Estas rocas han sufrido cambios de las condiciones termodinámicas en las que se formaron. Esto implica que se hacen inestables y cambian su forma, adecuándose a las nuevas condiciones imperantes.

Rocas Plutónicas: Se caracterizan por tener una tasa de enfriamiento muy lenta. Esto se logra porque estas rocas se forman a profundidades de varios kilómetros (y por consiguiente a una mayor presión). También se les conoce como rocas intrusivas.

Rocas Sedimentarias: Rocas que se forman a partir de la consolidación de sedimentos. Por ejemplo, la arena de las playas o los sedimentos finos que lleva un rio, se depositarán y luego se compactarán dando origen a este tipo de rocas.

Rocas Volcánicas: También conocidas como rocas extrusivas, son rocas que se forman a partir de la consolidación de materiales volcánicos. Una característica importante es que tienen una tasa de enfriamiento alta.

Sedimentos: Materiales fragmentarios originados por la acción de los elementos atmosféricos en las rocas y que es transportado, en estado de suspensión, por el agua o el viento, o que es depositado por estos dos agentes naturales, o acumulado por otros, en los lechos de las corrientes.

Subducción: Es el caso de convergencia de placas tectónicas. Específicamente la placa que subducta es oceánica y los materiales que la constituyen provienen de zonas profundas de la Tierra, como consecuencia de lo anterior, es más densa que una placa continental, luego al encontrarse ambas placas, la primera se mete debajo de la segunda, dando origen a una variada serie de fenómenos geológicos.

Suelos: Son sedimentos u otras acumulaciones de partículas sólidas no consolidadas producidas por la desintegración de rocas y mezcla de estas partículas con materiales orgánicos.

Taludes: Superficies que tienen cierta inclinación formadas por suelos, rocas o bordos.

Tensión: Es una fuerza que intenta estirar un componente, el acero es un material que resiste grandes fuerzas de este tipo, en cambio el concreto no resiste este tipo de fuerzas.

Tiempo Geológico: En Geología es usual referirse a épocas pasadas, considerando millones de años de antigüedad.

Tierras de aluvión: Terrenos que se han ido formando lentamente por la sedimentación de acarreo de los ríos y por los desvíos o las variaciones en el curso de los mismos.

Tributario: Cauce que vierte sus aguas a otro cauce de orden superior.

Vigas: Elemento estructural alargado que se coloca en forma horizontal y cuya dimensión varía dependiendo de la separación entre los apoyos.

Volumen de escorrentía: Volumen de agua que afluye a lo largo de la superficie del suelo durante y después de la precipitación.

Zona de inundación: Tierras que bordean un río y que están sujetas a inundaciones con una frecuencia parecida.



BIBLIOGRAFÍA

Bibliografía

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Roadway Lighting Design Guide. Primera Edición o su versión vigente, 2005. [Guía de Diseño de Iluminación].
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). LRFD Especificaciones de Diseño de Puentes 6ed, 2014.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires, and Traffic Signals. Primera edición con revisiones transitorias del 2017. (Especificaciones para Estructuras de Soporte).
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) LRFD, Bridge Construction Specifications, 2016. [Especificaciones de Construcción].
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). LRFD Bridge Design Specifications 9th., 2020. [Especificaciones de Diseño de Puentes].
- Agencia de Cooperación Internacional de Japón, Informe del Estudio de Diseño Básico para El Proyecto de Reconstrucción de dos Puentes sobre Principales Carreteras en la Zona Sur en la República de Honduras, 2005.
- Anchia, Rodrigo, Universidad de Costa Rica, Guía para diseño de puentes vehiculares en Costa Rica, proyecto de Graduación, 2018.
- Aquino Denis y Hernández Rina, Universidad de El Salvador, Manual de Construcción de puentes de Concreto, Trabajo de Graduación, 2004.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, Normas de Seguridad Estructural para Puentes de Tamaño y Altura Limitados, Guatemala, edición 2018.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, Normas de Seguridad Estructural para Guatemala NSE2 sobre demandas estructurales y condiciones de sitio, edición 2018 actualizada el 15/07/2020.
- Baquedano, F. Vida Útil de Puentes, 2010.
- Barba, M. & Molina, M. (2012). "Propuesta de Guía de Inspección Cualitativa para Puentes en Nicaragua", UNAN – Managua, Nicaragua.
- Carrión, Alexandra, Universidad Nacional de Piura de Perú, Estudio Geológico y Geotécnico y Mecánica de Suelos para la construcción del puente Malvas, Trabajo de Graduación, 2019.
- Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras (CICH), Engineers Canada – Honduras Bridges Assessment, Climate Change Vulnerability Project Report, 2013.
- Cusba, M., (2011) Estudio de las Causas y Soluciones Estructurales del Colapso Total o Parcial de los Puentes Vehiculares en Colombia desde 1968 al 2011.
- DACGER GENSAI, Diseño Sísmico Estándar para Puentes, 2020.

- DACGER GENSAI, Lineamientos Básicos de Adaptación Al Cambio Climático en El Diseño de Puentes en El Salvador, 2012.
- Duque, Gonzalo, Universidad Nacional de Colombia, Manual de geología para ingenieros, 2016.
- Empresa de Transmisión Eléctrica de Panamá, 2008, Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá, Período 1971-2006.
- Escuela Técnica Superior de Arquitectura de La Coruña, Departamento de Tecnologías de la Construcción, Inspección y validación de cimentaciones, 2017.
- Esteves, M. (2018). "Evaluación de Métodos para el Cálculo de la Socavación en puentes. Caso del puente sobre el Rio Shanusi en el Distrito de Yurimaguas, Provincia de Alto Amazonas" Universidad Nacional de Trujillo, Trujillo, Perú.
- Federal Highway Administration (FHWA) 2012. Bridge Inspector's Reference Manual, [Manual de Referencia de Inspector de Puentes].
- Federal Highway Administration (FHWA), 2003. Comprehensive Design Example for Prestressed Concrete (PSC) Girder Superstructure Bridge with Commentary. [Ejemplo de Diseño de Puente de Concreto].
- Federal Highway Administration (FHWA), 2003. Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge. [Ejemplo de Diseño de Puente de Acero].
- Garciandia, M., 2014, Comparativa de Análisis de Ciclo de Vida de dos Tipos de Puente de Carretera; Puente de Concreto y Puente Metálico.
- GENSAI DACGER, Estimación del Riesgo y Análisis del Costo-Beneficio de la Inversión en la Reducción del Riesgo de Desastre en Carretera para Eventos No Sísmicos y Sísmicos, 2016.
- Instituto Tecnológico de Costa Rica, 2012, Análisis, Diseño y Proceso Constructivo de un Puente de Hasta 15m.
- Inversión Estratégica de Honduras, Cuenta del Milenio, Estudio de Evaluación de Impacto Ambiental Preliminar para la Construcción Libramiento Sur: la Cañada – Santa Rosa, 2018.
- Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica, Inventario de puentes de Costa Rica, 2016.
- Lozano, J., Evaluación Estructural de Puentes Existentes, 2017.
- Manrique, E., Guía Para el Diseño de Puentes con Vigas y Losa, Universidad de Piura, Perú, 2004.
- Martínez, Javier, Universidad Politécnica de Valencia, 2018, Diseño Geotécnico de las cimentaciones del puente sobre el río Vaca, proyecto de graduación, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Melville, B.W., Coleman, S.E. (2000). Bridge scour, Water Resources Pub., LLC, Highlands Ranch, CO, USA.

- Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda de Guatemala, Inventario de puentes, 2016.
- Ministerio de Fomento de Madrid, Obras de Paso de Nueva Construcción - Conceptos Generales, Dirección General de Carreteras, primera edición 2000.
- Ministerio de Infraestructura y Transporte de Nicaragua, Manual para la Revisión de Estudios Hidrotécnicos de Drenaje Mayor, DANIDA, 2008.
- Ministerio de Infraestructura y Transporte de Nicaragua, Manual para la Revisión del Diseño Estructural de Puentes y Cajas Puentes, DANIDA, 2008.
- Ministerio de Infraestructura y Transporte de Nicaragua, Manual para Revisión Estudios de Tránsito, DANIDA, 2008.
- Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales de El Salvador, Categorización de actividades, obras o proyectos, Actualización de julio 2017.
- Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales de El Salvador, Guía Técnica para la Elaboración de Estudios Geotécnicos y Estabilidad de Taludes, 2018.
- Ministerio de Obras Publicas de Panamá, Diseño y Construcción para la Rehabilitación de la Carretera El Ejido – la Espigadilla – Tres Quebradas – Agua Buena, 2019.
- Ministerio de Obras Publicas de Panamá, Especificaciones Ambientales y Condiciones Especiales, 2012.
- Ministerio de Obras Publicas de Panamá, Manual de Revisión de Planos, Dirección Ejecutiva de Estudios y Diseño, Departamento de Revisión de Planos, 1996.
- Ministerio de Obras Publicas de Panamá, Manual del Procedimiento para Trámites Permisos y Normas para la Ejecución de Trabajos en Las Servidumbres, 2002.
- Ministerio de Obras Publicas de Panamá, Manual Especificaciones Técnicas, Capitulo 1, Operaciones Preliminares, de Control y Finales, 2008.
- Ministerio de Obras Publicas de Panamá, Manual para El Control de Transito Durante la Ejecución de Trabajos de Construcción y Mantenimiento en Calles y Carreteras, 2009.
- Ministerio de Obras Publicas de Panamá, Normas de Ejecución Mantenimiento Rutinario y Periódico por Estándar, 2007.
- Ministerio de Obras Publicas de Panamá, Términos de Referencia para el Diseño y Construcción de Las Obras del Puente Sobre el Río Sixaola, 2016, UNOPS-MOPT-CONAVI.
- Ministerio de Obras Publicas de Panamá, Términos de Referencia, Pliego Parte VII-VIII, Licitación "Estudio, Diseño, Construcción, Financiamiento y Mantenimiento de Obras para la Ampliación y Rehabilitación de la Carretera Panamericana. Tramo: Puente de Las Américas – Arraiján", 2006.

- Ministerio de Obras Públicas y Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos, Norma Técnica para Diseño Por Sismo y Sus Comentarios, Reglamento para la Seguridad Estructural de Las Construcciones, El Salvador, 1997.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes de Costa Rica, Manual de Inspección de Puentes, enero 2007.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua, Especificaciones generales para la construcción de caminos calles y puentes, 2019, tomos I y II.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua, Guía Hidráulica para El Diseño de Obras de Drenaje en Caminos Rurales Adaptada al Cambio Climático, 2016.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua, Informe Final y Manual Técnico de Hidrotecnia Vial, 2016.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua, Reglamento Nacional de Construcción, Dirección General de Normas de Construcción y Desarrollo Urbano, 2007.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Perú, Manual de Puentes, 2018.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú, Manual de Diseño de Puentes, 2009.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Perú, Guía para Inspección de Puentes, 2006.
- Muñoz, E. (2004), Estudio de las Causas del Colapso de Algunos Puentes.
- Muñoz, J. (2017) Guía para la Determinación de la Condición en Puentes Mediante Inspección Visual.
- Ocampo, R., Predicción de Vida Útil de Puentes Reforzados Sujetos a Esfuerzos de Fatiga, 2010.
- Oficina de las Naciones Unidas de Servicios para Proyectos, Estudio de canteras y fuentes de agua para los proyectos de vialidad y saneamiento del programa de inversión pública “habilitación para la creación de la Nueva Ciudad de Olmos, Lambayeque, 2014.
- Oficina de Naciones Unidas de Servicios para Proyectos (UNOPS, por sus siglas en inglés), Términos de Referencia Servicios de Verificación de Calidad de Cimentaciones Profundas por Medio de Ensayos de Integridad Tipo Cross-Hole para Los Proyectos, “Circunvalación Norte” y “Puente Binacional Costa Rica-Panamá”, 2018.
- Pignataro, Louis. 1973, Ingeniería del Tráfico, Teoría y Práctica.
- Revista de ingeniería de la Construcción, Chile, La evaluación probabilística del flujo de tráfico y seguridad de puentes, 2018.
- Sánchez, Villalobos y Gaitán, Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua, Propuesta de un Diseño Estructural de un Puente en la Comarca Paso Hondo, 2013.
- Secretaría de Estado en los despachos de Obras Públicas, Transporte y Vivienda de Honduras, Manual de Carreteras, Tomo 6 Drenaje y Puentes, 1996.

- Secretaría de Integración Económica Centroamericana, SIECA, Manual Centroamericano de Dispositivos Uniformes para El Control del Tránsito, 2014.
- Secretaría de Integración Económica Centroamericana, SIECA, Manual centroamericano de gestión del riesgo en puentes, 2010.
- Secretaría de Integración Económica Centroamericana, SIECA, Manual Centroamericano de Normas para El Diseño Geométrico de Carreteras con Enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, 2011.
- Secretaría de Integración Económica Centroamericana, SIECA, Manual de Consideraciones Geotécnicas y Sísmicas, con Enfoque de Gestión de Riesgo para la Infraestructura Vial de Centroamérica, 2019.
- Secretaría de Integración Económica Centroamericana, SIECA, Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para Infraestructura Vial en Centroamérica, 2016.
- Secretaría de Planificación y Programación de la Presidencia de Guatemala, Análisis de Gestión del Riesgo en Proyectos de Inversión Pública –AGRIP, 2013.
- Tadeu, N., Identificación y Análisis de Patologías en Puentes de Carreteras, 2011.
- Torres, Eduardo, Universidad Politécnica Salesiana de Ecuador, Diseño de Puentes, Interpretación del código AASHTO, 2013.
- United States Bureau of Reclamation (USBR), 2007. Design Data Collection Guidelines. [Guía de Recolección de Información para Diseño].
- Vanegas, Belky, Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua, Diseño del Puente Paso Real Entre los Municipios de Matiguás del Departamento de Matagalpa, 2016.
- Washington Department of Transportation (WDOT), 2017, Bridge Design Manual. [Manual de Diseño].









La publicación de este documento fue posible gracias al apoyo de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón, JICA, y ejecutado por la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo, DACGER, del Ministerio de Obras Públicas de El Salvador MOP y la Secretaría de Integración Económica Centroamericana, SIECA.